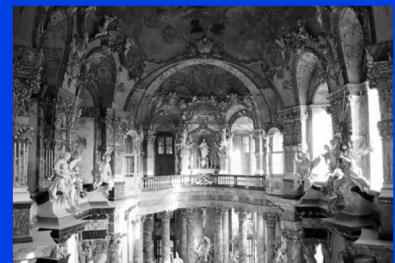
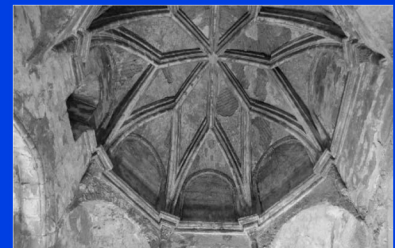


# EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES HISTÓRICAS MEDIANTE ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL (OMA).

*Structural assessment of historical buildings by using the Operational Modal Analysis (OMA) technique.*



Doctorando:  
Pablo Pachón García

Director/es  
Cat. Andrés Sáez Pérez  
Dr. Víctor Compán Cardiel  
Dr. M. Esperanza Rodríguez Mayorga



Escuela Técnica Superior  
de Arquitectura





# EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES HISTÓRICAS MEDIANTE ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL (OMA).

*Structural assessment of historical buildings by using the Operational  
Modal Analysis (OMA) technique.*



**Doctorando:**

**Pablo Pachón García**

**Director/es:**

**Cat. Andrés Sáez Pérez**

**Dr. Víctor Compán Cardiel**

**Dra. M. Esperanza Rodríguez Mayorga**

**Programa:**

**Mecánica de Medios Continuos,**

**Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno**

**Línea de Investigación:**

**Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras**





## AGRADECIMIENTOS

La consecución de la presente Tesis Doctoral, desarrollada durante los últimos cuatro años, no habría sido posible sin el apoyo de muchas personas. En las siguientes líneas se presenta el agradecimiento a todas ellas.

En primer lugar a los profesores, Andrés Sáez Pérez, Víctor Compán Cardiel y M. Esperanza Rodríguez Mayorga, directores de la presente tesis doctoral e inspiradores de muchas de las ideas contenidas en el documento. A Esperanza y Andrés, por su inestimable ayuda para iniciarme en el ámbito del análisis modal operacional. Me proporcionaron una gran cantidad de información para la introducción del autor en el mundo del cálculo modal y de la calibración de modelos de cálculo a partir de medidas experimentales. A Víctor, gran amigo y compañero de viajes, por sus innumerables horas de apoyo, dedicación y disponibilidad a lo largo del desarrollo del presente trabajo.

A mis compañeros del Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno de la Universidad de Sevilla, por el apoyo recibido durante este tiempo. A Jose Sánchez, Margarita Cámara, Manuel Romero, Antonio Delgado, Marta Molina, María Teresa Rodríguez, Enrique Vázquez y Jaime Aguilar, con los que he compartido en los últimos años numerosas vivencias. Especialmente al profesor, Javier Fernando Jiménez Alonso, con quien el doctorando se inició en el trabajo de campo. Su ayuda fue inestimable tanto para el aprendizaje, como para la realización de las campañas experimentales.

A todos los miembros del Departamento de Engenharia Civil de la Universidade do Minho, por haberme acogido allí como un miembro más durante mi estancia. Especialmente a Paulo Lourenço, cuya ayuda para mejorar la calidad de los resultados obtenidos en el trabajo resultó imprescindible.

A los arquitectos Emilio Yanes, Alejandro Cobos y Francisco Pinto, autores de los proyectos de intervención estructural estudiados en el presente documento, por el interés mostrado durante el desarrollo de todas las campañas experimentales.

A mi pareja, Marta León, cuyo apoyo incondicional y esfuerzo por entender el número de horas dedicadas al presente trabajo han resultado esenciales para la consecución del mismo.

A mi familia y amigos, especialmente a mis padres, Natividad García y Manuel Pachón, a los que quiero y admiro, que tanto han confiado en mí, y que han sabido transmitirme los valores de esfuerzo y superación ante cualquier situación adversa. Este trabajo es vuestro.

El análisis modal operacional (OMA) se ha consolidado en las últimas décadas como un método de gran interés para caracterizar los parámetros dinámicos (frecuencias naturales, modos de vibración y coeficientes de amortiguamiento modal) de todo tipo de estructuras. Los buenos resultados obtenidos, la simplicidad de aplicación y el bajo coste de su ejecución, hacen de esta técnica una herramienta muy atractiva.

Presenta un especial interés la asociación de OMA al mundo de la arquitectura histórica, donde el uso de técnicas no destructivas resulta fundamental para su evaluación estructural. La aplicación de OMA, antes y durante el desarrollo de un programa de rehabilitación sobre una edificación histórica, proporciona una serie de datos sobre los efectos que dicha intervención ha tenido sobre la estructura de la misma. Por un lado, permite observar los cambios en los parámetros dinámicos de la estructura, haciendo estimaciones de éstos en diferentes fases de la rehabilitación, realizándose así un control de la intervención. Por otro lado, los datos obtenidos pueden usarse para calibrar modelos numéricos, reduciéndose así el elevado nivel de incertidumbre que presentan los modelos de elementos finitos (EF) de este tipo de edificaciones. La calibración del modelo se refiere a la corrección de las deficiencias inherentes en el modelo de EF, haciendo coincidir los resultados de éste con los datos obtenidos experimentalmente a través de la técnica OMA.

En el presente documento de investigación, tras repasar los fundamentos teóricos y el estado del arte de la aplicación de OMA en relación a estructuras históricas de fábrica, se presenta la doble vertiente que ofrece dicha técnica a través de su aplicación práctica sobre una serie de casos de estudio. El Teatro Romano de Cádiz (Cádiz, España), la Capilla de la Jura (Jerez de la Frontera, España), la Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera, España), el Monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Sevilla, España) y la Capilla del Palacio de Würzburg (Würzburg, Alemania) son las edificaciones históricas analizadas en esta tesis doctoral.

El objetivo fundamental de la presente tesis es avanzar en la aplicación del Análisis Modal Operacional (OMA), como técnica no destructiva, para evaluar la seguridad estructural sobre estructuras históricas de fábrica. Se propone sistematizar y extender el método como una herramienta fundamental para el diseño y el control de proyectos de rehabilitación sobre este tipo de edificaciones, utilizando esta técnica tanto para la evaluación y control de las mismas, como para la calibración de modelos numéricos de cálculo estructural.

En resumen, el Análisis Modal Operacional (OMA) ha alcanzado un grado de madurez significativo en su aplicación al mundo de la arquitectura histórica. El uso de dicha técnica se consolida como una herramienta de gran utilidad en construcciones históricas de fábrica, tanto para llevar a cabo el control y evaluación de intervenciones estructurales, como para calibrar los complejos modelos numéricos que definen este tipo de estructuras.

Operational Modal Analysis has been widely used in the last decades for determining dynamic parameters (natural frequencies, vibration modes and damping ratios) in structures. Different factors make this evaluation technique interesting when analysing buildings. The high quality of the obtained results and the fact of being an easy-to-apply and economic methodology are some examples of these factors.

OMA is especially suitable for historical architecture for being a non-destructive technique. The application of OMA before and during a rehabilitation process provides important data about the effects of the works in the structural behaviour. On one hand, the changes measured in the dynamic parameters of the structure are an important tool to control the impact of the rehabilitation. On the other hand, this data can be also used to calibrate numerical models in order to diminish the uncertainties of the model in terms of material properties, geometry of sections, etc.

This thesis is divided into two parts. In the first one, theoretical basis and state-of-the-art of Operational Modal Analysis when applied to historical structures is analysed and outlined. In the second part, OMA as a calibration tool for Finite Element Models and OMA as a Non-Destructive Technique for buildings are presented and applied in some historical buildings: the Roman Theatre of Cadiz (Cádiz, Spain), the Chapel of *La Jura* (Jerez de la Frontera, Spain), the church of Santiago (Jerez de la Frontera, Spain), the Monastery of *San Jerónimo de Buenavista* (Sevilla, Spain) and the Chapel of the Würzburg Palace (Würzburg, Germany).

The main goal of this thesis is to research in the application of Operational Modal Analysis (OMA) as a non-destructive evaluation technique for historical masonry structures. This methodology is proposed as a tool for the design and control of repair of structures and to calibrate numerical models.





# ÍNDICE

Agradecimientos

Resumen / Abstract

## Capítulo 1: Introducción

1.1	Motivación / <i>Personal Motivation</i> .....	13
1.2	Objetivos y justificación / <i>Objectives and Justification</i> .....	15
1.3	Organización de la Tesis Doctoral / <i>Thesis Organization</i> .....	17

## Capítulo 2: Análisis Modal Operacional aplicado a Edificaciones Históricas

2.1	Introducción Teórica .....	27
2.1.1	Conceptos Básicos .....	27
2.1.2	Planificación de los ensayos.....	29
2.1.3	OMA como herramienta aplicada a construcciones históricas.....	34
2.2	Estado del Arte .....	40
2.2.1	Introducción .....	40
2.2.2	Construcciones históricas de Fábrica.....	40
2.2.2.1	Control y evaluación de intervenciones estructurales .....	40
2.2.2.2	Calibración de Modelos de Elementos Finitos (MEF) .....	41
2.2.3	Conclusiones del Estado del Arte.....	55
2.3	Conclusiones .....	57

## Capítulo 3: Casos de Estudio

3.1	Introducción .....	61
3.2	Caracterización dinámica, validación de modelos numéricos y control de intervenciones estructurales: casos de estudio .....	63
3.2.1	Área del Teatro Romano de Cádiz (España).....	63
3.2.2	Capilla de la Jura (Jerez de la Frontera, España).....	75
3.2.3	Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera, España).....	85
3.2.4	Monasterio de San Jerónimo (Sevilla, España).....	93

3.2.5	Capilla del Palacio de Würzburg (Alemania).....	115
3.3	Resumen global de los resultados .....	119
<b>Capítulo 4: Conclusiones y Futuras líneas de investigación</b>		
4.1	Conclusiones del trabajo / <i>Conclusions</i> .....	123
4.2	Futuras investigaciones / <i>Future research</i> .....	126

**Abreviaturas**

**Índice de Tablas y Figuras**

**Bibliografía**

**Anejos**

# ***CAPÍTULO 1***

## ***INTRODUCCIÓN***



## INTRODUCCIÓN

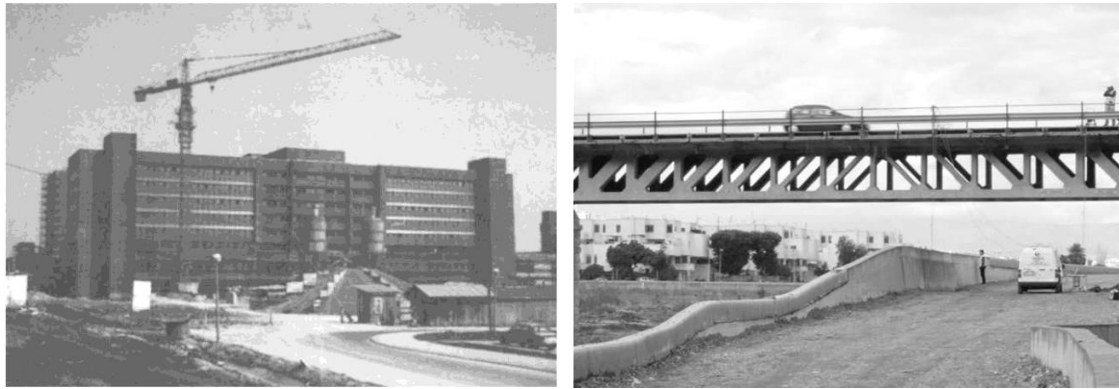
### 1.1 Motivación

La conservación del patrimonio histórico aparece en las últimas décadas como un factor fundamental en la vida cultural de las sociedades modernas. Además del interés arquitectónico que presentan este tipo de edificaciones, al tratarse de elementos de atracción, adquieren una gran importancia para el turismo, con su consiguiente incidencia en la economía de las distintas ciudades y países. La necesidad de preservar las construcciones históricas es, por tanto, no sólo un requisito cultural, sino también un requisito fruto de las demandas económicas y de desarrollo. En este contexto, la diagnosis y la evaluación estructural de las construcciones históricas pasan a jugar un papel fundamental para su conservación. Esta mayor conciencia de los efectos económicos y sociales del deterioro del patrimonio arquitectónico, va ligada a la necesidad de realizar tareas de reconocimiento y control estructural.

Durante las últimas décadas, el desarrollo informático ha permitido que, a la hora de controlar, o realizar intervenciones sobre de este tipo de edificaciones, las condiciones de seguridad puedan ser analizadas, generalmente mediante el desarrollo de modelos numéricos de análisis. Sin embargo, la construcción de un modelo de elementos finitos (EF), para caracterizar el comportamiento estructural de edificaciones históricas de fábrica es una tarea compleja, debido a diversos factores, que van desde la dificultad que supone realizar una representación exacta de la geometría de la estructura histórica, hasta el complejo comportamiento de los materiales o las condiciones de contorno o de interacción entre los distintos componentes estructurales [1].

En el contexto de la generación de modelos numéricos de cálculo, las técnicas para la identificación de los parámetros modales de la estructura (frecuencias naturales, modos de vibración y coeficientes de amortiguamiento modal) basadas en pruebas dinámicas no destructivas, aparecen como una herramienta de gran interés: A partir de los datos experimentales identificados, se puede acometer el proceso de calibración del modelo numérico, mediante el uso de diferentes algoritmos matemáticos. Dicha calibración del modelo se refiere a la corrección de las deficiencias inherentes en el modelo de EF, haciendo finalmente coincidir los resultados de éste con los datos medidos. La gran potencialidad que ofrece dicho proceso es la generación de modelos informáticos más fiables, cuyo comportamiento dinámico se ajusta al real. Los investigadores involucrados en la evaluación de monumentos históricos han dedicado décadas de constante atención a la calibración de modelos de elementos finitos [2, 3, 4].

La caracterización experimental del comportamiento dinámico de las estructuras puede ser realizada mediante dos tipos diferentes de ensayos. Por un lado los ensayos tradicionales, que se basan en la medición de la respuesta de la estructura cuando es sometida a una excitación artificialmente controlada [5, 6, 7], y por otro lado los ensayos en los que se mide la respuesta de la estructura sometida únicamente a acciones ambientales (Fig. 1).



a) Ensayo de vib. forzada, Banjaluka center [7].      b) Ensayo de vib. ambiental, puente los Molinos [8].

Figura 1. Ensayo de vibración forzada/ Ensayo de vibración ambiental.

Las pruebas de vibración forzada sobre estructuras de edificación se enfrentan a dos dificultades principales. En primer lugar, el tema económico, puesto que la movilización y almacenamiento de la maquinaria pesada, necesaria para provocar las vibraciones, presentan un elevado coste. Y por otro lado, la interrupción del servicio del edificio que supone la realización de este tipo de ensayos.

Los ensayos basados en vibraciones ambientales, en cambio, no requieren de excitación artificial. Son procedimientos que permiten la identificación de las características dinámicas de la estructura a través únicamente de su respuesta. Se aprovechan de las acciones naturales a las que está sujeta la estructura, tales como el viento o el tráfico. Por lo tanto, parecen constituir la solución más adecuada para lograr la caracterización dinámica de las estructuras históricas de fábrica.

Por las razones expuestas anteriormente, esta tesis doctoral se centra en el estudio del proceso de identificación modal denominado Análisis Modal Operacional, u OMA (*Operational Modal Analysis*) por sus siglas en inglés, y en su utilidad como método para caracterizar dinámicamente estructuras históricas de fábrica. En el presente trabajo de investigación se desarrollará la aplicación de dicha técnica sobre el área del Teatro Romano de Cádiz (Cádiz, España), el Monasterio de San Jerónimo (Sevilla, España), la Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera, España), la Capilla de la Jura (Jerez de la Frontera, España) y la Capilla del Palacio de Würzburg (Würzburg, Alemania), cuyas circunstancias y singularidades ofrecieron las condiciones propicias para avanzar en la aplicación de OMA sobre construcciones históricas de fábrica.



## 1.2 Objetivos y Justificación

El objetivo fundamental de esta Tesis Doctoral es avanzar en la aplicación del Análisis Modal Operacional (OMA) sobre estructuras históricas de fábrica, utilizando esta técnica tanto para el control y evaluación de intervenciones estructurales, como para la calibración de modelos numéricos de cálculo estructural. Se destaca un especial interés en el desarrollo de la técnica OMA sobre edificaciones históricas de carácter masivo, donde los casos de estudio no son muy numerosos en la actualidad. En la Fig. 2 se recopilan las construcciones históricas de fábrica que conforman los casos de estudio del presente documento de investigación.

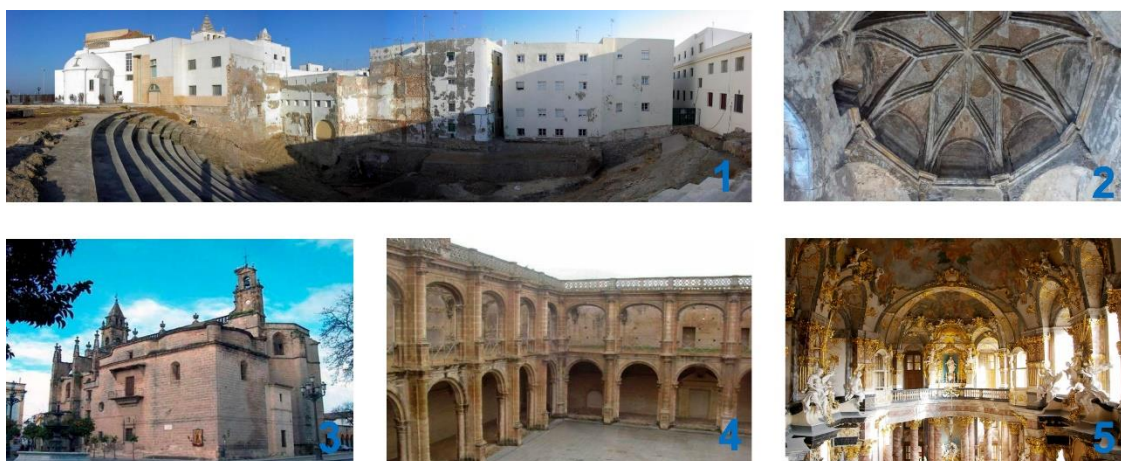


Figura 2. Objetos de estudio. 1. Área del Teatro Romano (Cádiz). 2. Capilla de la Jura (Jerez de la Frontera). 3. Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera). 4. Monasterio de San Jerónimo (Sevilla). 5. Capilla del Palacio (Würzburg).

El desarrollo de la aplicación de OMA sobre los distintos casos de estudio requirió fijar una serie de pasos a seguir, que se presentan a continuación:

- Estudio de los principales aspectos teóricos de OMA [9], englobando desde el análisis de los conceptos básicos que caracterizan el proceso de identificación modal, hasta el conocimiento de los métodos de identificación más extendidos: métodos de descomposición en el dominio de la frecuencia y métodos de descomposición en el dominio del tiempo.
- Estudio del estado del arte de OMA, en relación a su aplicación práctica sobre estructuras históricas de fábrica caracterizadas por ser elementos masivos.
- Análisis histórico, contextual y geométrico de cada uno de los casos de estudio, así como el estudio de las distintas intervenciones estructurales que se han desarrollado o se están desarrollando sobre algunos de ellos. Se destacan cada una de las circunstancias y singularidades que hacen de ellos objetos de estudio relevantes para el avance de la aplicación de la técnica OMA sobre este tipo de construcciones históricas.

- Desarrollo de modelos de elementos finitos (EF) que permitan analizar la respuesta teórica dinámica de las estructuras estudiadas. Se afronta el reto de desarrollar estos complejos modelos numéricos de gran escala, con el coste humano y computacional que ellos conllevan.
- Desarrollo de campañas experimentales de medición de las características dinámicas de tales estructuras, que permitan tanto evaluar las intervenciones estructurales previstas en algunos de los casos, como ajustar los parámetros de los modelos de EF establecidos en el punto anterior.
- Sistematización de procedimientos para la correlación entre los parámetros dinámicos calculados del modelo de EF e identificados experimentalmente. Entre ellos, la implementación de algoritmos genéticos de optimización para la calibración de modelos numéricos.
- Estudio estructural de los modelos calibrados con distintos fines. Desde cálculos modales, hasta análisis no lineales que permitan analizar el comportamiento hasta alcanzar la carga de colapso de la estructura.

En función del caso de estudio, el objetivo final abarca desde la caracterización dinámica de la estructura como registro inicial para afrontar futuras intervenciones, hasta el uso de las características dinámicas para la evaluación de dichas intervenciones, pasando por el análisis estructural de un modelo final numérico de elementos finitos (EF), calibrado a partir de las distintas mediciones experimentales. En definitiva, se trata de validar el modelo teórico para estimar el comportamiento estructural del conjunto antes y después de la intervención, garantizando que dicho modelo de EF representa fielmente el comportamiento estructural de la edificación.

### 1.3 Organización de la Tesis Doctoral

El documento que conforma la presente tesis doctoral se estructura en cuatro capítulos de la siguiente manera:

En el **capítulo 1** se ha realizado la introducción del trabajo. Para ello, además de realizarse la presentación del interés por el tema, se han definido los objetivos que se persiguen y su justificación.

En el **capítulo 2** se presentan los fundamentos teóricos y el estado del arte del análisis modal operacional (OMA) en relación a estructuras históricas de fábrica. Se lleva a cabo una breve introducción sobre los principales desarrollos en las técnicas de identificación modal. Los temas tratados incluyen también la selección de sensores, sistemas de adquisición de datos, planificación de pruebas y técnicas de calibración del modelo de EF, empleados para el desarrollo del presente trabajo de investigación. Seguidamente se realiza un análisis del estado del arte de la aplicación de OMA sobre estructuras históricas de fábrica. En definitiva, se definen los conceptos teóricos que sirven de base para el trabajo presentado.

En el **capítulo 3**, además de realizarse una breve introducción que engloba todos los casos de estudio, se desarrollan los trabajos de investigación realizados en cada uno de ellos de la forma que sigue: En primer lugar, tras una breve introducción histórica de la edificación, se presentan una serie de estudios previos que hacen de la construcción un caso de estudio óptimo para avanzar en la aplicación de la técnica OMA sobre estructuras históricas de fábrica. A continuación se genera un primer modelo de EF del objeto, modelo fundamental en el proceso de aplicación de OMA. Tras ello, se presenta el trabajo de campo realizado, consistente en la toma y tratamiento de datos. A partir de la extracción de resultados, apoyándonos en el software *ARTEMIS* [10], y comparando distintos métodos de identificación modal, se presenta el modelo experimental, que se utilizará como referencia para la evaluación de la intervención estructural o para la calibración del modelo teórico. En función del objetivo anterior, se presentará el proceso de calibración del modelo y su consiguiente análisis estructural. En resumen, se sigue toda la sistemática estudiada, para la aplicación de OMA y la posterior utilización de los datos obtenidos, ya sea como elemento de comparación a la hora de evaluar una intervención estructural o como referencia para la calibración de un modelo final de cálculo. Finalmente, se lleva a cabo un resumen de los resultados obtenidos.

Por último, en el **capítulo 4** se presenta una interpretación crítica y reflexión personal sobre el aprendizaje profesional que ha supuesto la realización del trabajo, así como propuestas de futuras líneas de investigación o actuación.



## INTRODUCTION

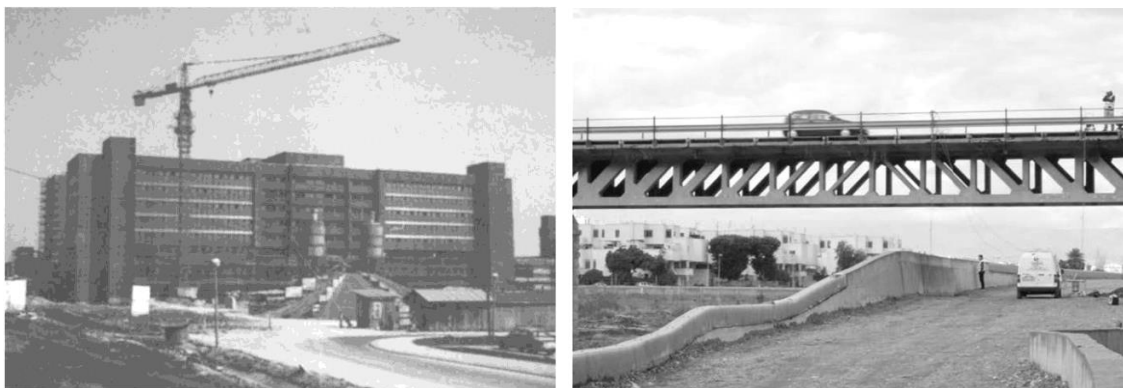
### 1.1 Personal Motivation

Heritage conservation has been a relevant concern for society in the last decades. Not only are historical buildings important from the cultural point of view, but also from the economical, since they attract tourist from all around the world. This way, heritage conservation is a cultural and economic requirement. In this context, evaluation of safety in historical constructions plays a key role for their conservation.

In the last decades, the huge advances in computer science has made possible to afford the calculations of detailed Finite Element Models in order to assess the safety of buildings. This has been especially useful to plan restoration works. But creating a mathematical model that exactly reflects the behaviour of such a complex structure presents many difficulties, as replicate the geometry, characterize the properties of materials or introduce the boundary conditions, among others [1].

The identification of modal parameters of a structure (natural frequencies, vibration modes and damping ratios) by means of non-destructive dynamic techniques presents great interest in the field of building numerical models: the models can be calibrated by the experimental data. To this end, some mathematical algorithms are needed. The calibration of the model implies the comparison of the theoretical results and the experimental data, minimising this way the differences between them. The result will be a calibrated and validated mathematical model that presents a dynamic behaviour similar to the observed in situ. This process has been developed for years when referred to historical masonry buildings [2].

The dynamic behaviour of structures can be characterised by two kind of tests. Both are based in measuring the response of the structure under excitation. The difference between them is in the control of the excitation: while traditional methods propose a controlled and artificial excitation, the last methods just register the response of the structure under ambient noise (Fig. 1).



a) Forced vibration test Banjaluka center [3].

b) Ambient vibration test, Molinos Bridge [4].

Figure 1. Forced vibration test / Ambient vibration test.

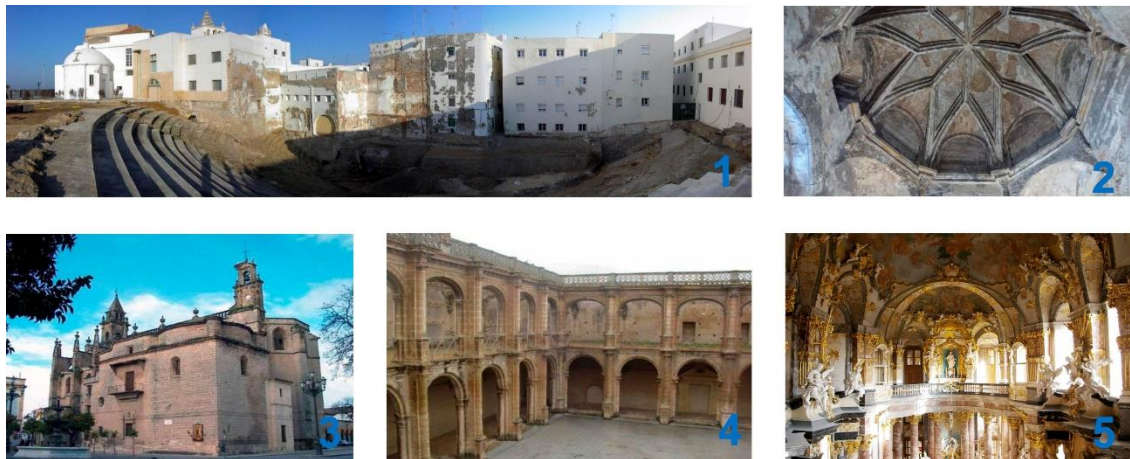
Forced vibration tests present two main difficulties. The first one is that they are expensive tests since shakers and other heavy machinery for is required. Secondly, the execution of this tests influence in the usual functioning of the building, being necessary in many times its evacuation.

On the contrary, ambient vibration tests do not present any of these issues. Dynamic characteristics of structures can be identified by measuring only the response of the structure under standard conditions. By this reason, are very suitable to identify the dynamic parameters of historical masonry structures.

This thesis is about Operational Modal Analysis (OMA) and its application to historical masonry structures. The application of this methodology to the Roman Theatre of Cadiz (Cádiz, Spain), the Monastery of San Jeronimo de Buenavista (Sevilla, Spain), the church of Santiago (Jerez de la Frontera, Spain), the chapel of la Jura (Jerez de la Frontera, Spain) and the chapel of Würzburg Palace (Würzburg, Germany) is exposed and analysed in detail in this document.

## 1.2 Objectives and Justification

This thesis advance in the application of Operational Modal Analysis (OMA) to historical masonry buildings. In this document, the application of OMA to control and evaluate repair works and to calibrate numerical models is described and analysed in detail. This document is especially targeted to research non-slender rigid masonry structures using OMA. It is notable that the case studies of this kind of structures are scarce. Fig. 2 shows the historical buildings analysed in this thesis.



**Figure 2.** Case studies: 1. Roman Theatre of Cadiz (Cádiz, Spain), 2. Chapel of la Jura (Jerez de la Frontera, Spain), 3. Church of Santiago (Jerez de la Frontera, Spain), 4. Monastery of San Jeronimo de Buenavista (Sevilla, Spain), 5. Chapel of Würzburg Palace (Würzburg, Germany).

The steps followed in this thesis to analyse the cases studies were:

- Study of the main theoretical aspects of OMA, beginning with the basic concepts of the modal identification. The more common identification methods, frequency domain decomposition and time domain decomposition methods were studied in detail.
- State of the art of OMA when applied to non-slender rigid masonry structure.
- Historical and geometrical analysis of the case studies, and, when applicable, study of the structural repair that have occurred in the past or that were running in the moment of the analysis. In each case, the noticeable aspects that made the case studies interesting for the advance and develop of OMA are highlighted.
- Finite Element Models of the case studies to analyse the theoretical dynamic response of each structure. They all are expensive models from the computational point of view.
- Experimental campaigns to measure the dynamic characteristics of the buildings to check the behaviour of the structures, to assess the effectiveness of a repair or to calibrate the mathematical model.



- To establish a procedure to correlate dynamic parameters theoretically obtained by the FE model and those got in-situ. This problem of optimisation, called calibration, was solved by genetic algorithms.
- The calibrated models were analysed from different points of view, such as modal analysis of non-linear collapse analysis.

Depending on the case study, the target of the analysis was (i) the dynamic characterization of the structure, in order to know the initial condition of a restoration, (ii) the use of the dynamic properties to assess the effectiveness of a restoration or (iii) to calibrate a FE model with the aim of learning the behaviour of a structure.

### 1.3 Thesis Organization

This thesis is divided into four parts:

In the [chapter 1](#) this work has been introduced. The target of the research has been set.

In the [chapter 2](#), theoretical basis and state-of-the-art of Operational Modal Analysis of historical masonry structure are presented. This chapter deals with modal identification techniques, sensor selection, data acquisition system, tests planning and FE calibration techniques.

The [chapter 3](#) is about the case studies. All them are analysed following the pattern: (i) Historical analysis of the building and description of the suitability of the building to be analysed by OMA, as well as the novelty that implies the application of OMA in such a structure, (ii) generation of the Finite Element model, (iii) description of the experimental campaign, (iv) results obtained by the software *ARTEMIS* [\[10\]](#) using different modal identification methods and (v) presentation of the experimental model. At the end, the calibration of the model or the assessment of the structural behaviour are presented together with a draft of the obtained results.

The [chapter 4](#) are the conclusions of this work. A personal reflexion about the learning that this work supposes for the researcher is included and some possibilities to continue with this research are proposed.



## ***CAPÍTULO 2***

### ***ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL (OMA) APLICADO A CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS***



## ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL (OMA) APLICADO A CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS

Los objetivos principales de este capítulo son revisar los avances más importantes en el campo de la dinámica experimental, así como estudiar su estado del arte en relación al mundo de la arquitectura histórica de fábrica. Se comienza por una breve introducción histórica y teórica de OMA, donde se introducen términos y definiciones que más tarde serán utilizados. A continuación, se presentan los elementos utilizados para el desarrollo del presente trabajo de investigación, que engloban desde la descripción de los diferentes métodos de identificación modal empleados, hasta la definición de los sensores, pasando por la descripción de los sistemas de adquisición de datos y la planificación de pruebas. Seguidamente se atiende a las técnicas de calibración del modelo de EF empleadas en los objetos de estudios. Para finalizar, con el fin de establecer un contexto, se presentan los últimos trabajos que se han realizado sobre la aplicación práctica de OMA en relación a construcciones históricas. En definitiva, se definen los conceptos teóricos y prácticos que sirven de base para el trabajo realizado.

### 2.1 Introducción Teórica

El Análisis Modal es el proceso de determinación de las características dinámicas propias de un sistema en forma de sus frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento modal y modos de vibración, y el uso de éstas para formular un modelo matemático que refleje su comportamiento dinámico.

Las técnicas dinámicas de identificación modal comenzaron a ser utilizadas apoyándose en el desarrollo de las aplicaciones informáticas a principio de la década de los 80. Históricamente, ha habido cuatro grandes grupos que han utilizado esta tecnología: el mundo de la ingeniería mecánica, las empresas de la industria petrolera, la ingeniería aeroespacial y la ingeniería civil, todas ellas con el objetivo de detectar daños estructurales. Los desarrollos producidos desde entonces se centran en los diferentes enfoques y procedimientos de ensayo, resultando una gran variedad de métodos y técnicas. Hasta ahora, no todos los métodos han demostrado ser eficaces en todas las situaciones y para todos los tipos de estructuras [11, 12]. A pesar de los notables esfuerzos realizados para desarrollar técnicas de caracterización dinámica de estructuras, su aplicación en estudios de casos reales ha sido limitada hasta mediados de la década de los 80, cuando el sector aeroespacial empezó a utilizar con éxito técnicas dinámicas para la identificación de daños estructurales con motivo de la evolución de los transbordadores espaciales.

También a mediados de la década de los 80, en el mundo de la ingeniería civil se comenzaron a utilizar las mismas técnicas. La vigilancia de la “salud” estructural de los puentes de elevación fue un primer foco de interés, que se extendió rápidamente a otras construcciones [13]. En la literatura podemos encontrar varias aplicaciones en estructuras de vigas, cerchas, placas, láminas y materiales compuestos [14, 15]. Sin embargo, en lo que se refiere a estructuras de

fábrica, no son tan numerosas las referencias dedicadas a la identificación de daños a partir de técnicas dinámicas de identificación modal, tratándose éste de un campo en actual desarrollo.

La identificación experimental de los parámetros modales se ha constituido como un importante campo de investigación en las últimas décadas. Entre sus numerosas aplicaciones están, por ejemplo, el chequeo o actualización de modelos numéricos de nuevas estructuras, la caracterización de estructuras existentes antes del desarrollo de un programa de rehabilitación o la caracterización de una estructura existente que pueda ser utilizada en el futuro como referencia para el chequeo de la evolución de sus características dinámicas.

La aplicación de la identificación experimental de parámetros modales se inició en el ámbito de la ingeniería mecánica con objeto de caracterizar el comportamiento dinámico de estructuras de dimensiones reducidas ensayadas en laboratorio. Esta primera aproximación, denominada Análisis Modal Experimental o EMA (*Experimental Modal Analysis*) según sus siglas en inglés, está basada en la realización de ensayos de vibración forzada (FVT), consistentes en la medida simultánea de la excitación y la respuesta estructural; de dicha relación es posible identificar con precisión los parámetros modales (Fig. 3). Desde la primera aplicación práctica hasta ahora, los equipos de prueba y los algoritmos para el procesamiento de los datos han evolucionado considerablemente. Por lo tanto, EMA es actualmente una técnica sustentada en sólidas bases teóricas, además de estar ampliamente documentada en la bibliografía [16, 17]. Sus aplicaciones en la práctica son muy numerosas, sobre todo en relación con las industrias aeroespaciales y de automoción.



Figura 3. Ejemplo de aplicación de EMA sobre un aeroplano no tripulado [18].

El análisis modal experimental puede usarse para identificar parámetros modales de estructuras de ingeniería civil, tales como puentes, diques o edificios. Sin embargo, el gran tamaño de estas estructuras impone dificultades adicionales. En particular, por la necesidad que supone utilizar dispositivos específicos y muy costosos que nos permitan la aplicación controlada de la excitación [19]. Es por ello, que para este tipo de estructuras resultan mucho más prácticos y económicos los ensayos de vibración ambiental, en los que la excitación artificial, producida por pesados excitadores dinámicos, es reemplazada por excitaciones ambientales como pueden ser el viento, el tráfico... En este caso, los parámetros modales son obtenidos exclusivamente a partir de la respuesta estructural, de manera que este proceso de identificación se denomina Análisis Modal Operacional (OMA).



El gran aumento de la actividad investigadora en torno a las bases teóricas de OMA y sus aplicaciones motivó la creación, en 2005, de la Conferencia Internacional de Análisis Modal Operacional (IOMAC), además de la consecución de un gran número de trabajos de investigación en relación al tema. Algunos de estos trabajos han servido de base teórica para el presente documento, destacando los realizados por J.L. Ramos [20], F.M. Rodrigues [21], B. Peeters [22], J. Maeck [23] y A. Teughels [24]. Manteniendo estos trabajos como bibliografía de referencia para mayor conocimiento del tema, se exponen a continuación una serie de conceptos básicos que resultan fundamentales para iniciar la comprensión de la técnica OMA.

### 2.1.1 Conceptos Básicos

Una estructura se caracteriza dinámicamente a través de sus frecuencias naturales ( $\omega$ ), formas modales ( $\phi$ ) y coeficientes de amortiguamiento modal ( $\zeta$ ). Para realizar dicha caracterización el proceso de identificación modal OMA se basa en el siguiente esquema (Fig. 4).

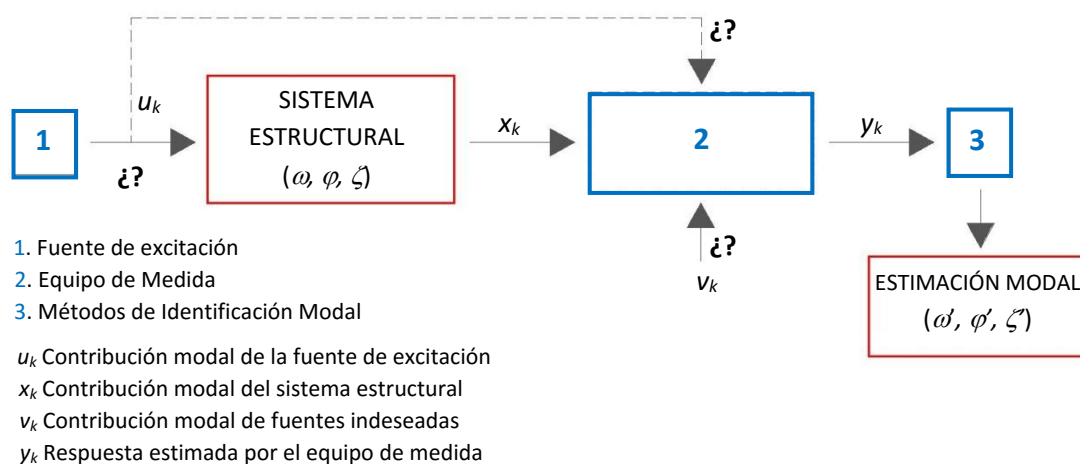


Figura 4. Esquema explicativo de la aplicación de OMA.

El sistema estructural se ve sometido a una excitación ambiental (punto 1, Fig. 4) cuyos parámetros dinámicos desconocemos, combinación simultánea de varias fuentes como el viento, el tráfico... [20]. Debido a la naturaleza de los datos, la respuesta ( $y_k$ ), medida a través del equipo de medida (punto 2, Fig. 4), no solo incluye la contribución del sistema estructural ( $x_k$ ), sino que también incluye la contribución modal de las fuerzas ambientales ( $u_k$ ) y la contribución del ruido de la señal procedente de fuentes indeseadas ( $v_k$ ). Una vez realizado el trabajo de campo y registrados los datos, a partir de los métodos de identificación modal (punto 3, Fig. 4) se procesa la información experimental obtenida de las mediciones efectuadas sobre la estructura ( $y_k$ ), y a partir de ésta, se determinan los respectivos parámetros modales de la estructura. Estas técnicas de identificación deben de ser capaces de separar la contribución modal procedente de cada una de las fuentes, para poder así ajustar la contribución modal de la estructura.

Una vez introducidos los conceptos básicos de OMA, se presenta a continuación tanto el equipo de medida como los métodos de identificación modal empleados durante el desarrollo del presente trabajo de investigación (puntos 2 y 3 de la Fig. 4). Para un mayor conocimiento sobre

las distintas alternativas a la hora de adquirir y tratar la respuesta modal de una estructura se remite a bibliografía concreta [20, 21, 24].

#### **EQUIPO DE MEDIDA** (Punto 2, Fig. 4)

El equipo de medida es el encargado de adquirir y almacenar los datos de cada una de las campañas experimentales realizadas. De forma general, este equipo está formado por una serie de transductores, un acondicionador de señal, un convertidor de analógico a digital (ADC) incorporado en el hardware de adquisición de datos y un ordenador para procesar toda la información de la señal digital.

#### **Transductores de respuesta**

Un transductor de respuesta es un equipo capaz de transformar una magnitud física (desplazamientos, velocidades, aceleraciones, deformaciones, fuerzas, etc.,) que define la respuesta estructural, en una señal eléctrica proporcional. Esta señal será procesada posteriormente por el sistema de adquisición de datos. En teoría, la medida de la respuesta dinámica de la estructura puede conseguirse a partir de cualquiera de las magnitudes anteriores. Sin embargo, las mediciones de aceleración son más adecuadas para rangos de frecuencias propios de estructuras arquitectónicas [25].

El dispositivo utilizado para medir aceleraciones es el acelerómetro. En el mercado existen varios tipos de acelerómetros, englobados fundamentalmente en tres grandes grupos descritos en el trabajo de J.L. Ramos [20], los piezoresistivos y capacitivos, los piezoeléctricos y los de fuerza balanceada. Los principales parámetros a los que se atiende a la hora de seleccionar el tipo de acelerómetro a emplear son: los rangos de temperaturas a los que están sometidos y el rango de frecuencias que se quiere medir. Otros parámetros importantes son el tamaño, la resistencia a los golpes y por supuesto, el precio.

En relación a estructuras históricas de fábrica interesa conocer el funcionamiento de los acelerómetros de fuerza balanceada, ya que éstos resultan más adecuados para la identificación de parámetros modales asociados a bajos rangos de frecuencias, que generalmente caracterizan este tipo de edificaciones. Los acelerómetros de fuerza balanceada son transductores pasivos y están compuestos por un sistema de masa-resorte, de modo que, bajo excitación, transforman la aceleración en una señal diferencial eléctrica proporcional. La masa, que se fija a través de cuatro vigas de suspensión, tiene un apéndice situado entre dos placas capacitivas (Fig. 5). Cuando se excita, la masa se mueve fuera de la posición de equilibrio. El voltaje diferencial requerido para forzar el movimiento de la placa trasera a su posición de equilibrio es proporcional a la aceleración.

El equipo de investigación cuenta con un equipo formado por ocho acelerómetros uniaxiales de fuerza balanceada, EpiSensor modelo ES-U2 de la casa Kinematics, con un ancho de banda de 0,01 a 200 Hz, un rango dinámico de 140 dB, una sensibilidad de 10 V/g y 0.35 kg de peso cada uno de ellos (Fig. 5).

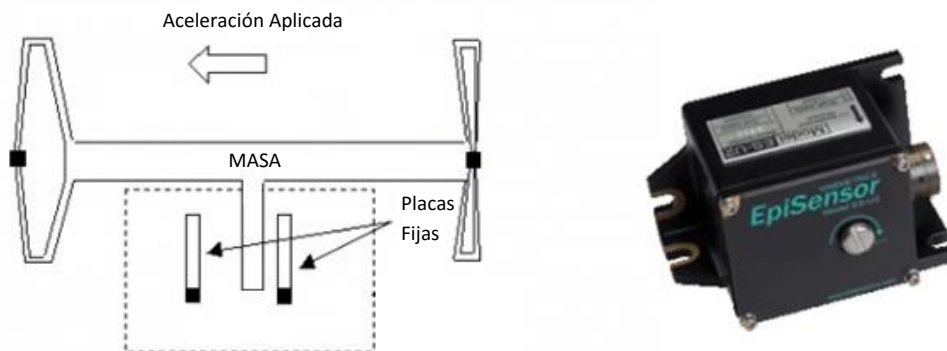


Figura 5. Acelerómetro uniaxial de f. balanceada EpiSensor de la casa comercial KINEMATRICS.

### Sistema de Adquisición de Datos

El sistema de adquisición de datos (DAQ) es el encargado de registrar las señales de respuesta. A veces, es imposible procesar directamente la información proporcionada por un transductor, lo que hace necesario el acondicionamiento de la señal para procesar la información. Son numerosas las funciones que un acondicionador de señal debe englobar. Entre ellas, amplificar la señal para aumentar la resolución y disminuir el ruido, aislar las señales del transductor de la computadora, filtrar las señales no deseadas a partir de las señales medidas (función de *anti-aliasing*), excitar los transductores que necesitan alimentación externa o excitación (transductores pasivos)... [20].

El equipo utilizado para el desarrollo de la tesis doctoral es el modelo Granite de la casa Kinometrics. Se trata de un sistema de 12 canales de adquisición de datos con un ADC de 24 bits, provisto de filtros de suavizado (Fig. 6).



Figura 6. Unidad de Adquisición de Datos tipo Granite de la casa comercial KINEMATRICS.

### MÉTODOS ESTOCÁSTICOS DE IDENTIFICACIÓN MODAL (Punto 3, Fig. 4)

En el presente punto se realiza una breve introducción de los conceptos más importantes de los métodos de identificación modal utilizados en el desarrollo del trabajo, remitiendo nuevamente a la bibliografía consultada para mayor conocimiento de todos los métodos [20, 21].

Los métodos estocásticos de identificación modal fundamentalmente se describen como métodos que, analizando sólo la respuesta de la estructura, procesan la información

experimental obtenida de las mediciones efectuadas sobre ella. De este modo se determinan los parámetros modales del sistema estructural, en forma de sus frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento. Los métodos presentados en este capítulo se denominan estocásticos, por el hecho de que la excitación ambiental es caracterizada como un proceso estocástico. Debido a la naturaleza de los datos de medida, la respuesta incluye la contribución modal de las fuerzas ambientales, la contribución del sistema estructural y la contribución del ruido de la señal procedente de fuentes indeseadas. En este sentido, las técnicas de identificación modal se presentan como una herramienta capaz de separar la contribución modal procedente de cada una de las fuentes.

La clasificación de los métodos estocásticos de identificación se establece en paramétricos y no-paramétricos. Por un lado, los métodos no-paramétricos son aquellos que esencialmente se desarrollan en el dominio de la frecuencia, y por otro, los métodos paramétricos, desarrollados en el dominio del tiempo. En general, todos los métodos proporcionan buenos resultados en lo que se refiere a la identificación de las frecuencias naturales de la estructura. Sin embargo, a la hora de identificar coeficientes de amortiguamiento modal y formas modales, el método de descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia (EFDD) y el método de identificación en el subespacio estocástico (SSI), son dos de los numerosos métodos que actualmente presentan una mayor confianza en los resultados. Generalmente, los métodos en el dominio de la frecuencia requieren un menor tiempo de procesamiento y son más amigables para el usuario en comparación con los métodos en el dominio del tiempo.

A continuación se expondrán los principios básicos del método no paramétrico EFDD y del método paramétrico SSI, ambos implementados en el software ARTEMIS [10] que será utilizado en el desarrollo del trabajo.

### **Descomposición mejorada en el Dominio de la frecuencia (EFDD) [26, 27]**

Al tratarse de un método de identificación en el dominio de la frecuencia está fundamentado en la determinación del auto-espectro de respuesta de la estructura (Frecuencia vs. Respuesta) a partir de sus series temporales de respuesta (Tiempo vs. Respuesta). El procedimiento consiste en la segmentación de la serie temporal de respuesta y el cálculo de la transformada de Fourier (FFT) de cada segmento, obteniendo así el auto-espectro de respuesta de la estructura.

El método de descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia se establece como una mejora del método FDD (descomposición en el dominio de la frecuencia). Permite estimar los coeficientes de amortiguamiento modal con una mayor fiabilidad e identificar con más precisión las frecuencias naturales y modos de vibración de la estructura. La base teórica para la mejora introducida viene del hecho de que la función de auto-correlación [26] de la respuesta de un oscilador de un grado de libertad sometido a una excitación de ruido blanco, es proporcional a su respuesta a la vibración libre\*<sup>1</sup>. En primer lugar se procede a la elección de los puntos, próximos a las frecuencias naturales, en donde se comparan los vectores singulares\*<sup>2</sup> asociados a cada uno de ellos con los vectores singulares asociados a las

\*<sup>1</sup> La vibración libre es la oscilación continua de una estructura, una vez que se para la fuerza de excitación.

\*<sup>2</sup> Los vectores singulares son aquellos que extraídos de la matriz de densidad espectral [16] caracterizan el movimiento de cada uno de los puntos seleccionados.

frecuencias naturales (puntos 1, 2 y 3 de la Fig. 7). Esta comparación entre vectores se realiza por medio de un índice escalar denominado MAC (*Modal Assurance Criterion*), cuyos valores cercanos a la unidad indican que los modos son coincidentes. La descripción del parámetro MAC se llevará a cabo en el punto 2.1.3.2, pág. 32.

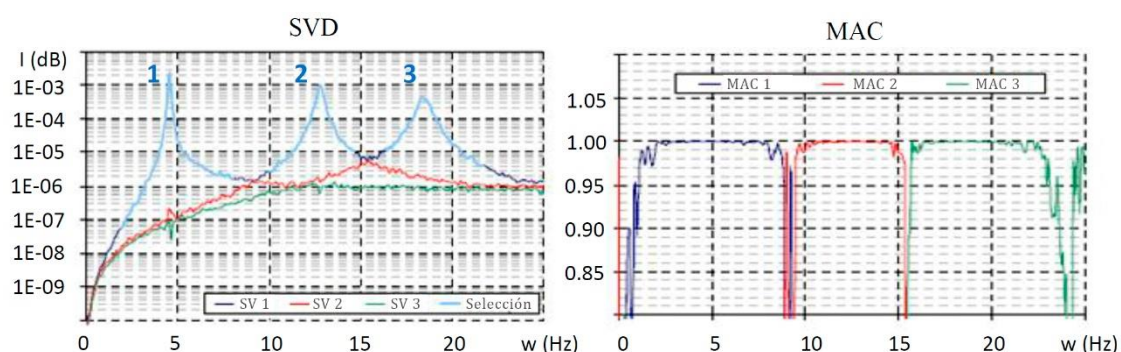


Figura 7. Valores singulares de la matriz de los espectros de respuesta y variación del índice MAC. ( $w$ = frecuencia,  $I$ = intensidad de señal, SV= auto-espectros correspondientes a osciladores de un grado de libertad).

Una vez seleccionados estos puntos, regresando al dominio del tiempo, por la aplicación de la inversa de la transformada de Fourier, se obtendría la función de auto-correlación asociada a cada uno de ellos (Fig. 8). Como las funciones de auto-correlación son proporcionales a la respuesta en vibración libre, a partir de las primeras el método EFDD es capaz de identificar los coeficientes de amortiguamiento y las frecuencias naturales asociadas a cada modo de vibración usando conceptos de dinámica clásica [28].

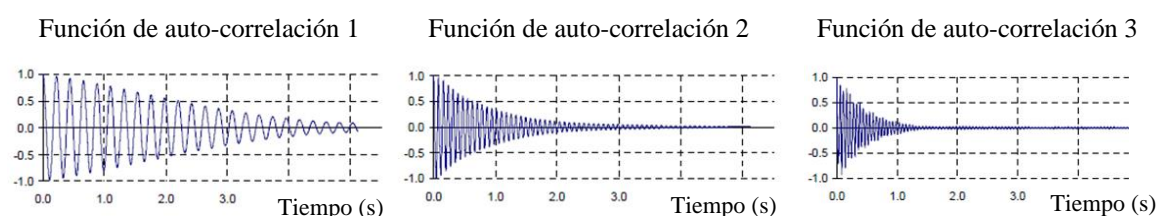


Figura 8. Funciones de auto-correlación de los osciladores de un grado de libertad.

### Identificación en el Subespacio Estocástico (SSI) [29]

El método de identificación en el Subespacio estocástico es un método paramétrico de identificación en el dominio del tiempo. La entrada de datos se lleva a cabo a partir de las series temporales medidas directamente con los acelerómetros. A diferencia de los métodos desarrollados en el dominio de la frecuencia, no precisa del cálculo de las funciones de correlación cruzada. Al igual que el EFDD, permite la estimación de las frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento modal con un elevado nivel de exactitud.

Sin embargo, el SSI presenta como gran desventaja que su aplicación no es tan directa como en los métodos no-paramétricos en lo que se refiere a tiempo de procesamiento. Dada su complejidad y el relativo interés que presenta el proceso matemático para el desarrollo del presente trabajo, se remite a bibliografía para su seguimiento [29].

### 2.1.2 Planificación de los Ensayos

Un importante paso a la hora de afrontar las campañas experimentales es la planificación de las mismas. Las seis fases fundamentales en las que debe dividirse el ensayo son [20, 21]:

1. En primer lugar, se debe realizar un modelo de elementos finitos (EF) de la estructura a estudiar, a partir del cual se realiza un análisis modal previo con el objetivo de tener una primera estimación de las frecuencias naturales y los modos de vibración. Complementariamente, en estructuras de fábrica histórica, donde las propiedades mecánicas de los materiales pueden ser muy variables, es recomendable la realización de ensayos de laboratorio para estimar dichas propiedades.
2. Una vez realizado el análisis preliminar, hay que decidir los puntos donde se van a medir las aceleraciones (Fig. 9). Dicha decisión depende directamente de las propiedades dinámicas que se quieran medir y de los resultados obtenidos en el análisis modal previo de elementos finitos. Los puntos de referencia son situados en aquellos puntos del modelo de elementos finitos con mayor desplazamiento modal. Es habitual que el número de puntos que se quieren medir sea mayor que el número de sensores disponibles, por lo que en este caso un punto o un grupo de puntos deben ser elegidos como puntos fijos de referencia, y el resto de los sensores deberán moverse alrededor de la estructura. Es importante matizar en este sentido que ninguno de los puntos de referencia debe coincidir con ningún nodo de los modos de vibración de la estructura, ya que de esta forma podrían estimarse resultados inadecuados.

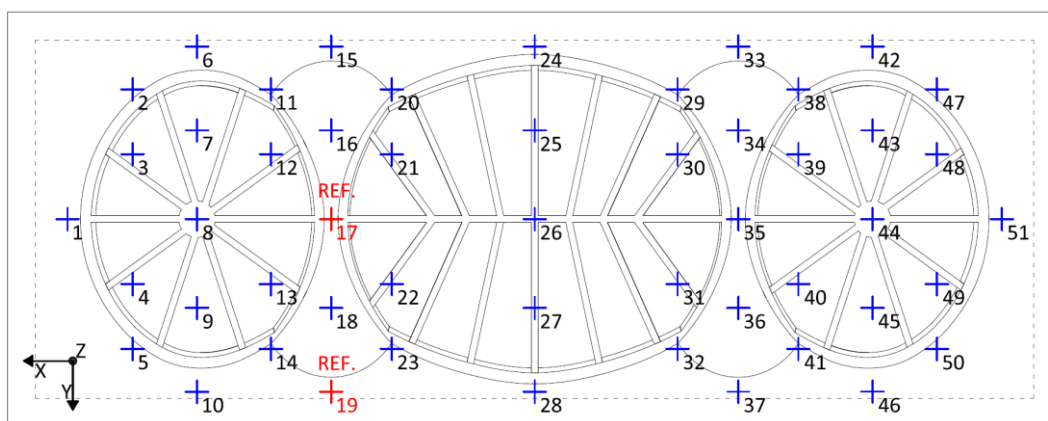


Figura 9. Ejemplos de sensores de referencia y de movimiento. Capilla del Palacio de Würzburg.

3. Antes de comenzar la campaña experimental es importante monitorizar algún punto de medida para caracterizar la ratio entre la señal y el ruido, con el fin de tener una idea sobre las frecuencias resonantes implicadas. Esto se puede realizar mediante la aplicación de la Transformada de Fourier, para algunas de las respuestas medidas en algunos de los puntos de referencia. Tras llevar a cabo dicho proceso, es posible que sean necesarios realizar algunos cambios antes de comenzar con el ensayo, los cuales pueden englobar desde cambiar el tipo de sensores, hasta simplemente reconsiderar sus posiciones.
4. La cuarta fase se presenta como un punto fundamental para el éxito de nuestra campaña experimental y consiste en el desarrollo de las mediciones. Un primer punto



importante a considerar es la duración de las mismas, y para establecer dicho parámetro son muchos los autores que proponen sus propias reglas empíricas. A continuación repasamos, en orden cronológico, las de mayor aceptación:

- Una primera regla empírica, establecida por J. Bendat y A. Piersol [30], basada en el error de la varianza, establece que el número de promedios en el análisis de la señal del pre-proceso debe ser igual a 100 para tener un error en la varianza del 10%. Por tanto, si la resolución de la frecuencia es de 0,10 Hz, cada segmento grabado debe tener una longitud de 10 segundos.
- Otra regla preestablecida, en este caso por E. Caetano en el año 2000 [25], basada en su experiencia práctica y en el caso de estructuras flexibles, recomienda una duración de la medida comprendida entre el producto de 30 y 40 veces un factor promedio por el máximo periodo de interés. Siendo dicho factor el número de promedios, variando entre 8 y 32, la longitud del ensayo, considerando un rango de bajo de frecuencias propio de estructuras flexibles (0-8 Hz), varía entre 2 y 11 minutos.
- Una de las de mayor aceptación, establecida por J. Rodrigues [21], es considerar 2000 veces el periodo natural de mayor interés (la frecuencia más baja). Así por ejemplo, para una estructura con una primera frecuencia natural de 3 Hz se debería realizar un ensayo de al menos 11 minutos.
- Para concluir, de acuerdo con la experiencia de J. F. Jiménez [31], la regla de 1000 veces el periodo más grande (con un mínimo de 15 minutos para cada serie) puede ser usada si la estructura ha sido adecuadamente excitada.

Finalmente, para el presente trabajo de investigación, y considerando que el rango de frecuencias propia de estructuras históricas de fábrica generalmente oscila entre 0 y 12 Hz, se estima una duración mínima de 12 minutos para cada una de las medidas experimentales realizadas.

5. La quinta fase consiste en realizar un chequeo de los datos obtenidos. Es importante verificar la señal medida por cada sensor para evitar pérdida de datos o señales de mala calidad. Se trata de una fase fundamental para que los posteriores procesos de identificación tengan el éxito esperado.

6. Para finalizar, es recomendable estudiar el comportamiento dinámico utilizando dos o más métodos de identificación modal, consiguiendo de esta forma un análisis de los resultados más fiable gracias a esta comprobación cruzada de los resultados. Este hecho además no supone ningún coste adicional, puesto que el software *ARTEMIS* [10], utilizado para el desarrollo del presente trabajo, tiene implementadas varias técnicas de identificación modal.

La planificación presentada es la que se sigue en cada uno de los ejemplos que componen el presente documento de investigación.

### **2.1.3 OMA como herramienta aplicada a construcciones históricas**

Una vez llevada a cabo la estimación de los parámetros modales tal y como se describe en el apartado anterior, el uso de los mismos presenta numerosas aplicaciones prácticas [20]. En relación al mundo de la rehabilitación de construcciones históricas, objeto principal del presente trabajo, se destacan dos aplicaciones dirigidas tanto al control y verificación de un proyecto de rehabilitación estructural, como al análisis estructural de dichas edificaciones históricas a partir de la calibración de modelos numéricos.

#### **2.1.3.1 Control y verificación de intervenciones estructurales**

A partir de la realización de varias campañas experimentales en distintas fases de la obra es posible realizar dicho control, puesto que comparando las estimaciones modales se pueden detectar cambios en la rigidez estructural. En este sentido es propio recordar que las frecuencias naturales ( $w_n$ ) dependen directamente de las rigideces ( $K_n$ ) y de la masa estructural ( $m$ ), según la expresión:

$$w_n = \sqrt{\frac{K_n}{m}} \quad (1)$$

Por tanto, el valor de la frecuencia natural es directamente proporcional al de la rigidez. De esta forma, los cambios en el valor de la frecuencia natural, medida en distintas fases, indican cambios de la rigidez estructural del sistema, puesto que la masa generalmente no se modifica. En este punto, es igualmente importante señalar que las condiciones de humedad y temperatura deben ser consideradas. En este sentido, cambios importantes de humedad podrían significar modificaciones en los valores de las frecuencias naturales de hasta un 5% de su valor [32]. En definitiva, se caracteriza la estructura existente de forma que los datos obtenidos puedan ser utilizados en fases futuras como referencia para el chequeo de la evolución de sus características dinámicas.

En próximos apartados podremos observar la utilidad del Análisis Modal Operacional como técnica para controlar intervenciones estructurales. Se analizarán las intervenciones llevadas a cabo sobre el área del Teatro Romano de Cádiz y la Capilla de la Jura de Jerez de la Frontera. De igual forma los datos recogidos, sirven como una referencia para analizar el estado actual y futuras intervenciones, como en el caso de la Iglesia de Santiago (Jérez de la Frontera, España) y el Monasterio de San Jerónimo (Sevilla, España).

#### **2.1.3.2 Calibración de modelos numéricos**

Los datos obtenidos a partir de la aplicación de OMA presentan otra utilidad en relación a la validación de modelos de elementos finitos (MEF). El método de elementos finitos es una de las herramientas matemáticas más potentes y utilizadas por los especialistas, tanto en el análisis y diseño de nuevas estructuras, como en la evaluación de estructuras ya existentes.

En la actualidad, los programas de cálculo de elementos finitos permiten la construcción de modelos con un gran nivel de detalle. Sin embargo, en el caso de estructuras históricas, la incertidumbre puede surgir por la dificultad de estimar parámetros, como por ejemplo, el valor



del módulo de elasticidad de los materiales constituyentes, la rigidez de los elementos tipo muelle o la rigidez de las conexiones [2].

Las pruebas de vibración ambiental surgen como una herramienta complementaria para el ajuste de estos modelos numéricos. Por lo tanto, un posible procedimiento para la mejora de los modelos numéricos desarrollados, es calibrar los mismos de forma que, a la hora de su cálculo modal, los resultados se aproximen a los obtenidos por medios experimentales. El proceso, conocido con el nombre de “*updating*”, consiste en comparar las propiedades dinámicas medidas y las calculadas, cuantificándose las diferencias entre ambas series de datos. Se localizan posteriormente las fuentes de discrepancias y, por último, se ajusta el modelo numérico para que se aproxime de forma más precisa al comportamiento real de la estructura mediante un proceso de optimización.

### Teoría básica de actualización de Modelos de Elementos Finitos

La actualización de los modelos de elementos finitos basados en los resultados de los parámetros dinámicos de la estructura (frecuencias naturales y modos de vibración) puede desarrollarse desde dos perspectivas distintas: los métodos directos y los métodos indirectos [33]. Durante los primeros años de aplicación del método, el ajuste del modelo se realizaba, de forma directa, a través de la introducción de alteraciones en las matrices de rigidez y/o de masa de la estructura, lo que presentaba la ventaja de permitir un ajuste del modelo con datos experimentales a través de un algoritmo directo sin necesidad de realizar iteración alguna. Dicha metodología presentaba numerosos inconvenientes, destacándose que el proceso de actualización de las matrices se desarrolla sin significado físico alguno. Estos inconvenientes provocan la aparición de otra familia de métodos, denominados indirectos, donde la actualización del modelo [34], en base a los parámetros modales, se plantea a través de la introducción de cambios en algunos parámetros estructurales elegidos por el usuario y con un significado físico bien definido. En este caso, los parámetros modificados no están linealmente relacionados con los parámetros modales, por lo que el proceso de ajuste necesita el uso de algoritmos de optimización para problemas no lineales, siendo necesario aplicar un proceso iterativo.

La forma más sencilla de realizar la actualización de los modelos de elementos finitos es minimizar las diferencias entre los resultados numéricos y experimentales [24]. La función objetivo es usualmente definida a partir de la formulación de un problema de mínimos cuadrados.

$$f(\theta) = \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^m [z_j(\theta) - \bar{z}_j]^2 = \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^m r_j(\theta)^2 = \frac{1}{2} \cdot \|r(\theta)\|^2 \quad (2)$$

donde:  $z_j(\theta)$  son  $m$  magnitudes resultantes del modelo numérico, que están relacionadas con las variables del modelo  $\theta$  (parámetros físicos de la estructura, tales como el módulo de elasticidad de los materiales constituyentes, la rigidez del suelo, la rigidez de los muelles...), que serán objeto del ajuste; las variables  $\bar{z}_j$  representan las mismas magnitudes obtenidas de forma experimental. Las diferencias entre los parámetros experimentales y numéricos conforman los

residuos  $r_j(\theta)$ . Se aconseja que el número  $m$  de residuos sea al menos el mismo que el número de variables  $\theta$  a ajustar.

De forma genérica, en algunos casos, puede resultar interesante establecer diferentes variables peso para cada uno de los residuos, modificando, de esta forma, la forma de la función objetivo. Estos residuos se definen generalmente en términos de frecuencias naturales  $r_f(\theta)$  y desplazamientos modales  $r_s(\theta)$ , siendo ambos aplicados en la ecuación anterior (2) según la siguiente formulación:

$$r_f(\theta) = \frac{\lambda_j(\theta) - \tilde{\lambda}_j}{\tilde{\lambda}_j}, j = 1, 2, \dots, m_f \quad (3)$$

donde  $\lambda_j(\theta)$  y  $\tilde{\lambda}_j$  son los valores de las frecuencias naturales del modo de vibración  $j$  de la estructura, obtenidas de forma numérica y experimental.

$$r_s(\theta) = \frac{\varphi_j^l(\theta)}{\varphi_j^r(\theta)} - \frac{\tilde{\varphi}_j^l}{\tilde{\varphi}_j^r}, j = 1, 2, \dots, m_s \quad (4)$$

donde  $\varphi_j^l$  y  $\varphi_j^r$  son las componentes relativas al desplazamiento modal del modo de vibración  $j$  del modelo numérico de la estructura y  $\tilde{\varphi}_j^l$  y  $\tilde{\varphi}_j^r$  son las correspondientes componentes obtenidas experimentalmente.

La anterior función objetivo debe minimizarse mediante la aplicación de un algoritmo de optimización. Dentro de los dos grupos de algoritmos existentes, locales y globales, los segundos presentan mayor robustez en la solución final, puesto que ésta no depende del punto inicial seleccionado en el proceso, sino de los intervalos de búsqueda definidos para cada una de las variables de actualización. Dichos intervalos son seleccionados por el usuario, quien a partir de su propia experiencia establece una serie de rangos de búsqueda, manteniendo siempre así el sentido físico del problema [3]. Dentro de los métodos de optimización global, uno de los más frecuentemente utilizados son los algoritmos genéticos, los cuales serán empleados en el desarrollo del estudio de los casos del teatro Romano de Cádiz y la capilla del Palacio de Würzburg. Dichos algoritmos se basan en la analogía con la evolución natural, donde los miembros de una población compiten entre sí para sobrevivir y reproducirse, presentando los mejores individuos un código genético que los ponen en ventaja respecto al resto de la población. No se pretende hacer una descripción exhaustiva de la metodología seguida, remitiendo a bibliografía específica para un mayor conocimiento [24, 35].

En relación a estructuras históricas de fábrica, cabe destacar que el número de casos de calibración de modelos numéricos donde se utilizan los desplazamientos modales obtenidos experimentalmente es realmente reducido [32, 36, 37, 38, 39], produciéndose la mayoría de ellos en elementos esbeltos como torres. Este hecho se debe fundamentalmente a la mayor claridad que ofrecen las formas modales en este tipo de edificaciones, frente a otras construcciones históricas más masivas. Por lo expuesto anteriormente, se decide utilizar únicamente los valores de las frecuencias naturales para llevar a cabo los procesos de

calibración de los modelos de EF de las estructuras históricas analizadas en el presente documento de investigación. Aun así, una vez realizado el proceso de calibración, y con la finalidad de considerar la comparación entre las formas modales, se lleva a cabo dicha comparación a partir del parámetro MAC, el cual será presentado en el siguiente apartado.

### Validación del proceso de actualización.

Se comprueba la bondad del proceso de calibración a través de la comparación entre los resultados experimentales y los del modelo de EF, en términos de frecuencias naturales y formas modales. El modo más sencillo de realizar la comparación entre las frecuencias naturales medidas experimental y numéricamente es estableciendo el porcentaje de diferencia existentes entre ellas. Se determina de esta forma el grado de correlación entre las dos series de resultados.

Con respecto a las formas modales, nos apoyamos en el valor MAC (*Modal Assurance Criterion*) [22], que cuantifica la desviación de la comparación gráfica obtenida mediante la siguiente expresión:

$$MAC_{j,K} = \frac{(\varphi_j^T \cdot \varphi_k)^2}{(\varphi_j^T \cdot \varphi_j) \cdot (\varphi_k^T \cdot \varphi_k)} \quad (5)$$

donde  $\varphi_j$  es el primer modo comparado,  $\varphi_k$  es el segundo modo comparado y  $^T$  indica traspuesta. Los valores de MAC varían entre 0.00 y 1.00. Un valor 1.00 implica una correlación perfecta entre los dos modos, mientras que un valor 0, indica modos no correlacionados (ortogonales). En el caso de varias series de modos, se suele establecer como criterio que si el valor de MAC supera el valor de 0.85 dichos modos están correlacionados y si el valor de MAC es inferior a 0.10 no lo están. Es el método más utilizado actualmente.

Una vez desarrollada brevemente la teoría del proceso de calibración utilizado y centrándonos en el estudio de obras de rehabilitación, se ha de destacar la gran utilidad que presenta la calibración del modelo de EF. Dicho proceso permite obtener un modelo numérico que caracteriza el comportamiento estructural de la estructura en un momento concreto. De esta forma, antes de comenzar con posibles obras de rehabilitación, se presenta la oportunidad de probar diferentes combinaciones de soluciones, estimando así, a partir de su comportamiento estructural, cuál de las soluciones presenta una mayor idoneidad. De igual forma, a lo largo de la vida útil de la estructura, el modelo ajustado puede ser comparado con resultados de nuevas pruebas dinámicas realizadas, estimando de esta forma como está siendo el comportamiento estructural a lo largo del tiempo [13]. Por lo tanto, el ajuste de modelos de elementos finitos se presenta también como un procedimiento que permite la identificación de daños estructurales.

El proceso de calibración de modelos de elementos finitos queda recogida en el presente documento en los casos del área del Teatro Romano de Cádiz, el Monasterio de San Jerónimo y la Capilla del Palacio de Würzburg.

## 2.2 Estado del Arte

En el presente apartado se pretende realizar una revisión de las últimas aplicaciones de OMA relacionadas con el mundo de la arquitectura, y más concretamente, con las construcciones históricas de fábrica. El objetivo es conseguir una visión global de la forma de proceder, englobando: el tipo y número de acelerómetros empleados, el número de medidas a realizar, los métodos de identificación modal empleados, los resultados obtenidos... También se recoge la finalidad por la que OMA es aplicado, así como la utilización o no de los resultados para validar modelos de elementos finitos. El análisis del estado del arte nos servirá como base para englobar las posteriores aplicaciones de OMA en nuestras estructuras.

### 2.2.1 Introducción

Las pruebas de vibración ambiental están consolidadas desde hace años como el principal método experimental disponible en el mundo de la ingeniería para evaluar el comportamiento dinámico de estructuras a gran escala [40]. Recordamos que la excitación artificial de grandes estructuras conlleva una gran complejidad, lo que hace recurrir a OMA para la identificación modal de las propiedades dinámicas de la estructura. Las pruebas de vibración ambiental han demostrado ser especialmente adecuadas para sistemas flexibles, tales como puentes colgantes y puentes atirantados [41]. Son innumerables los casos de aplicación de OMA en el mundo ingenieril, presentando en la mayoría de ellos óptimos resultados. Para mayor información se remite a bibliografía, prefiriendo centrar el análisis en los casos de aplicación de OMA sobre construcciones históricas arquitectónicas.

En los últimos años son numerosas las aplicaciones de las pruebas de vibración ambiental que podemos encontrar asociadas al mundo de la arquitectura. Los buenos resultados obtenidos de estas aplicaciones, el bajo costo económico que supone hacer este tipo de pruebas y la no interrupción del normal funcionamiento del edificio mientras las pruebas son realizadas, son algunos de los motivos que han hecho que estas sean muy populares en los últimos años. Entre las aplicaciones prácticas de OMA en relación a construcciones arquitectónicas, resultan de especial interés para el desarrollo del presente documento de investigación las realizadas sobre construcciones históricas de fábrica.

### 2.2.2 Construcciones históricas de fábrica

Se presenta en este punto un repaso, en las dos últimas décadas, de los casos más significativos de aplicación de OMA sobre estructuras históricas de fábrica, diferenciando entre los principales objetivos presentados en el apartado 2.1.3: Control y evaluación de intervenciones estructurales y calibración de modelos numéricos.

#### 2.2.2.1 Control y evaluación de intervenciones estructurales.

El número de aplicaciones de la técnica OMA para llevar a cabo el control y evaluación de intervenciones estructurales sobre construcciones históricas de fábrica es realmente reducido, destacando entre ellas las dos siguientes:

- **A1.** Torre del reloj de Mogadouro. Portugal. *L.F. Ramos, L. Marques, P. B. Lourenço, G. De Roeck, A. Campos-Costa, J. Roque.* 2005 [32].

- [A2](#). Cúpula de la Mezquita Kucuk Fatih. Turquía. *I. Calik, A. Bayraktar, T. Turker & H. Karadeniz*. 2014 [\[42\]](#).

#### 2.2.2.2 Calibración de modelos numéricos

En lo que se refiere a la calibración de modelos de EF, la identificación de los parámetros modales de una estructura se considera ya una práctica consolidada en elementos tipo torre, donde la mayor flexibilidad de éstas permite su fácil excitación a través de pruebas de vibración ambiental [\[32, 37, 38, 43, 44, 45, 46\]](#). Sin embargo, esta aplicación de la técnica OMA, es menos común sobre elementos estructurales más concretos y edificaciones más masivas, y por tanto, más difíciles de excitar. Debido a la naturaleza de las estructuras analizadas en el presente documento, en el estado del arte estudiado, nos centramos en este último grupo de casos:

- [B1](#). Templo de Yechheswor. Nepal. *B. Jaishi, W. Ren, Z. Zong & P. Maskey*. 2002 [\[47\]](#).
- [B2](#). Iglesia del Monasterio de Los Jerónimos. Portugal. *L.F. Ramos, L. Marques, P. B. Lourenco, G. De Roeck, A. Campos-Costa & J. Roque*. 2005 [\[32\]](#).
- [B3](#). Iglesia de San Torcato en Guimaraes. Portugal. *L.F. Ramos, P.B. Lourenço, R. Aguilar & S. Moreira*. 2009 [\[36\]](#).
- [B4](#). Catedral de San Nicolás en Famagusta. Chipre. *R.A. Votsis, N. Kyriakides, C. Z. Chrysostomou, E. Tantele & T. Demetriou*. 2010 [\[48\]](#).
- [B5](#). Iglesia de St. Mamas en Morphou. Chipre. *R.A. Votsis, N. Kyriakides, C. Z. Chrysostomou, E. Tantele & T. Demetriou*. 2010 [\[48\]](#).
- [B6](#). Mezquita Hafsa Sultan de Manisa. Turquía. *H. Nohutcu, A. Demir, E. Ercan, E. Hokelekli & G. Altintas*. 2015 [\[49\]](#).

# A1. Torre del reloj de Mogadouro. Portugal. L.F. Ramos et al [32]. 2005.



Se llevó a cabo la aplicación de la técnica OMA para la identificación y seguimiento de daños sobre la torre del reloj de Mogadouro, Portugal (Fig. 10). La torre fue construida en el año 1559. Tiene una sección transversal rectangular de  $4.7 \times 4.5 \text{ m}^2$  y una altura de 20.4 m. En 2004, la torre presentaba daños severos, observándose la presencia de grandes grietas, deterioro y pérdida del material en algunas partes. Algunas obras de rehabilitación, llevadas a cabo en 2005, restablecieron la seguridad estructural de la torre. Las operaciones consistieron principalmente en la inyección de cal para la consolidación de los muros y en la sustitución de los materiales que estaban más degradados.

Figura 10. Torre del reloj de Mogadouro.

## Toma y tratamiento de datos

Antes y después de las obras se realizaron dos campañas de ensayos dinámicos de identificación modal, siguiendo la misma planificación en ambos. La finalidad era la de determinar cómo las propiedades dinámicas se habían visto modificadas por las labores de consolidación realizadas. Así se estima un posible aumento de la rigidez estructural. El equipo de medida estaba compuesto por 4 acelerómetros piezoeléctricos uniaxiales, conectados a un sistema de adquisición de datos con un ADC de 24-bits. Se midieron 24 puntos, por lo que se tuvieron que desarrollar 11 medidas en cada ensayo, situando dos acelerómetros como unidades de referencia. El tiempo total de muestreo de cada configuración fue de 10 min y 40 s.

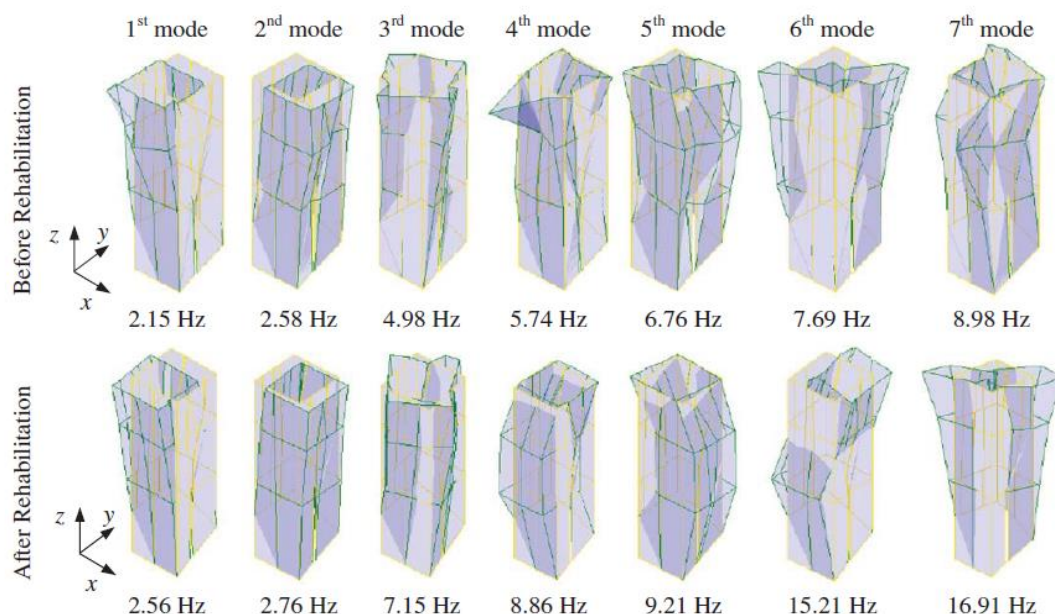


Figura 11. Modos de vibración antes y después de las labores de rehabilitación.

En lo que se refiere al tratamiento de los datos, se utilizó el método de identificación subespacial estocástico (SSI) para estimar los principales parámetros modales. A partir del incremento detectado en las frecuencias naturales de la estructura (Fig. 11), se estimó un aumento de la rigidez estructural, concluyéndose así la eficacia de las labores realizadas.



## A2. Bóveda de la Mezquita Kucuk Fatih. Turquía. *I. Calik et al* [42]. 2014.



Se presenta la aplicación de la técnica OMA sobre la bóveda de la Mezquita Kucuk Fatih (Fig. 12), para estudiar los efectos de la restauración desarrollada sobre la misma. La mezquita, construida en el siglo XIV en Trabzon, presenta una planta rectangular desarrollada en una única nave central y ábside. La estructura de dicha nave se conforma por tres arcos de piedra donde apoya una bóveda de cañón. En 2012, comenzó una intervención estructural debido a las grietas que fueron detectadas en la bóveda. Para la restauración, se decidió usar fijaciones de acero en la dirección perpendicular de la grietas aumentando así la resistencia a tracción de la bóveda.

Figura 12. Mezquita Kucuk Fatih.

### Toma y tratamiento de datos

Al igual que en el anterior caso presentado se llevaron a cabo dos pruebas de vibración ambiental bajo la misma configuración, la primera en el año 2012, antes de la restauración, y la segunda en 2013, una vez finalizada.

En este caso, el sistema de adquisición de datos estaba compuesto por 15 acelerómetros piezoeléctricos uniaxiales, conectados por cables directamente al ordenador. Se midieron un total de 15 puntos en la dirección vertical, por lo que se desarrolló una única medida de 30 minutos (Fig. 13). Para el tratamiento de los datos recopilados se utilizó el EFDD como método de identificación modal, implementado en el software *PULSE* [50]. Tras el proceso de identificación modal se localizaron los cinco primeros modos de vibración, en un rango de frecuencias de 0-30 Hz.

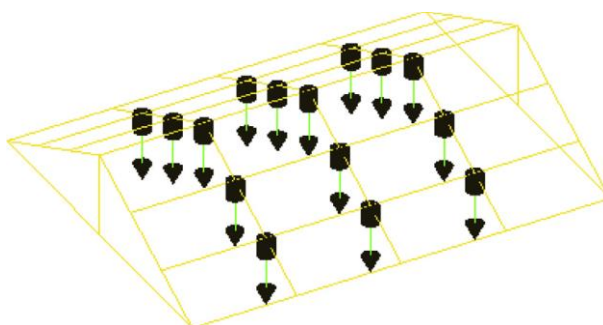


Figura 13. Situación acelerómetros en la Mezquita Kucuk Fatih.

Una vez llevadas a cabo ambas campañas experimentales se observaron cambios significativos en los parámetros modales que caracterizan la bóveda. Mientras que en la primera campaña experimental los cinco primeros modos de vibración se localizaron entre 8.4 y 26.5 Hz, en la segunda este rango se situó entre 9.3 y 27.5 Hz, indicando por tanto un aumento de rigidez de la bóveda. Las frecuencias naturales de la bóveda se incrementaron en diferentes grados, materializándose dicho incremento entre el 3.5 % del quinto modo y el 18 % de incremento en el segundo. Por otro lado, el amortiguamiento modal se vio igualmente incrementado en el primer y cuarto modo, mientras que disminuyó en el resto. En lo que se refiere a las formas modales, los dos primeros modos de vibración fueron muy similares en ambas medidas.

**B1. Templo de Yechheswor. Nepal. Bijaya Jaishi et al [47]. 2002.**

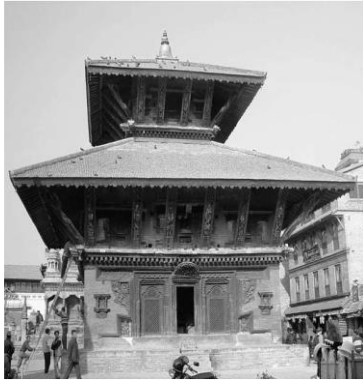


Figura 14. Templo de Yechheswor.

El objetivo final de este trabajo era averiguar el modo de fallo de varios templos de Nepal bajo cargas sísmicas. Para ello, se aplicó OMA sobre tres templos tradicionales nepalés con la finalidad de obtener sus propiedades dinámicas. Estas propiedades fueron utilizadas para validar modelos de EF, sobre los que se realizaron los consiguientes estudios. Se presentan los estudios realizados sobre el templo de Yechheswor (Fig. 14), templo que data del s. XVIII, de planta cuadrada, y con un sistema estructural constituido por muros de fábrica de ladrillo y cubiertas de madera.

**Toma y tratamiento de datos**

En lo que se refiere a la toma de datos, se utilizaron 14 acelerómetros uniaxiales de tipo piezoeléctrico para realizar una única medida. El tiempo registrado fue de 43 min. Los acelerómetros se conectaron a través de cables al sistema de adquisición de datos (INV306), conectado a su vez al ordenador donde se almacenaron los resultados. Para el procesamiento de los datos y la identificación modal de la estructura se utilizaron los métodos de identificación modal PP (Peak-Piking) [20] y SSI. Los resultados obtenidos con ambos métodos son similares, con diferencias siempre inferiores al 5% en las frecuencias naturales. Se localizaron seis modos de vibración en un rango de frecuencia de 0-10 Hz.

**Modelo de elementos finitos**

Un modelo de EF tridimensional acompañó el desarrollo de la investigación, compuesto por 808 elementos sólidos y 1443 nodos (Fig. 15).

El parámetro utilizado como variable para la calibración del modelo fue únicamente el módulo de elasticidad (E) del ladrillo. De esta forma se logró una buena correlación de resultados para los dos primeros modos, mientras que para el resto de los modos la diferencia entre frecuencias naturales fue mayor (hasta un 13%) (Tabla 1).

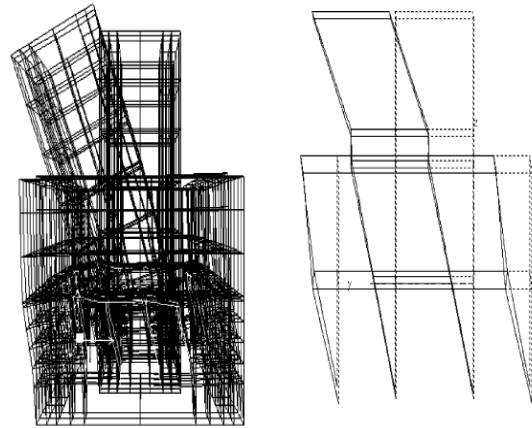


Figura 15. Modelo de EF. Forma del 1º modo.

Tabla 1. Comparación del Modelo de EF y el Modelo experimental: Frecuencias naturales. (B1)

	Frecuencia Natural [Hz]		% Diferencia
	M. experimental SSI	MEF calibrado	
<b>Modo 1</b>	2.33	2.31	- 0.85
<b>Modo 2</b>	2.32	2.32	+ 0.00
<b>Modo 3</b>	5.20	5.58	+ 6.81
<b>Modo 4</b>	5.17	5.59	+ 7.51
<b>Modo 5</b>	8.36	9.58	+ 12.73
<b>Modo 6</b>	8.33	9.59	+ 13.13



## B2. Iglesia del Monasterio de Los Jerónimos. Portugal. *L.F. Ramos et al* [32]. 2005.

En este caso se presenta la aplicación de OMA para estudiar las propiedades dinámicas de la Iglesia de Santa María de Belem, localizada en el Monasterio de los Jerónimos (Fig. 16), en Lisboa.



Figura 16. Monasterio de Los Jerónimos. Lisboa.

Se trata de una construcción de fábrica de piedra de principios del siglo XVI, de “estilo manuelino”, de dimensiones generales de 70 m de longitud, 40 metros de anchura y 24 m de altura.

### Toma y tratamiento de datos

El sistema de adquisición estaba compuesto por dos acelerómetros piezoeléctricos uniaxiales, conectados por cables coaxiales a un sistema de adquisición de datos con un ADC de 24-bit. Se midieron un total de treinta puntos, localizados en la cubierta de la nave principal (Fig. 17). De ellos, diez puntos estaban situados en la parte superior de los muros externos con el propósito de medir los límites de la nave y también la respuesta dinámica global de la iglesia. Los otros puntos se encontraban en la parte superior de las columnas o en la parte superior de las bóvedas. Se realizaron 29 mediciones con dos acelerómetros, manteniendo siempre un acelerómetro como unidad de referencia, localizado en el punto 1 de la Fig. 17. La duración total de cada muestreo fue de 10 min.

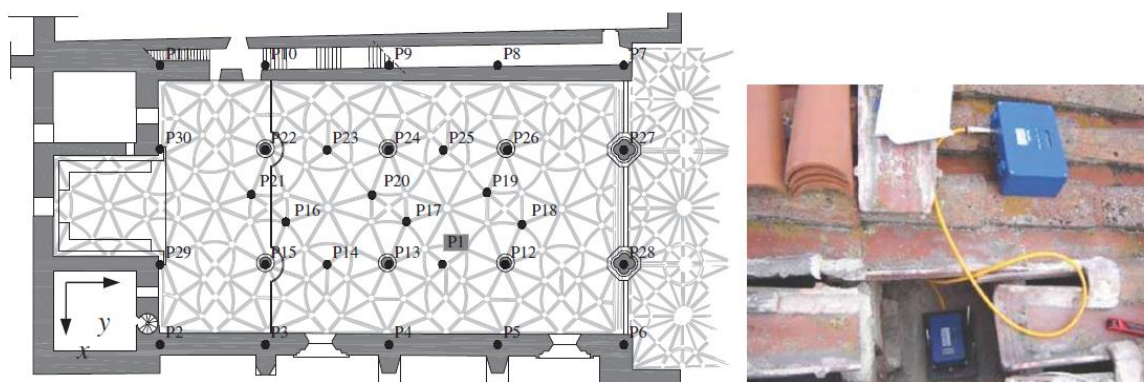


Figura 17. Situación de los acelerómetros. En el punto 1 se sitúa el acelerómetro de referencia.

En lo que se refiere al tratamiento de los datos, se aplicaron los métodos EFFD y SSI para comparar los parámetros dinámicos experimentales obtenidos. Se localizaron seis modos de vibración en un rango de frecuencias de 0-12.5 Hz. No se encontraron diferencias significativas de frecuencias entre los dos métodos (fueron inferiores al 2%). Para los dos primeros modos se

obtuvieron valores MAC cercanos a la unidad (0.99), mientras que para el resto de modos estos valores fueron próximos a 0.60.

### Modelo de elementos finitos

Se desarrolló un modelo de EF (Fig. 18) para ser utilizado en posteriores análisis no lineales de integración en el tiempo. Debido al alto nivel de complejidad de la estructura se llevó a cabo un modelo de EF constituido por elementos tipo barra (*beam*). Para un análisis más completo hubiese sido necesario un modelo de EF elaborado a partir de elementos superficiales o volumétricos, a partir de los cuales reproducir con mayor precisión la respuesta dinámica.

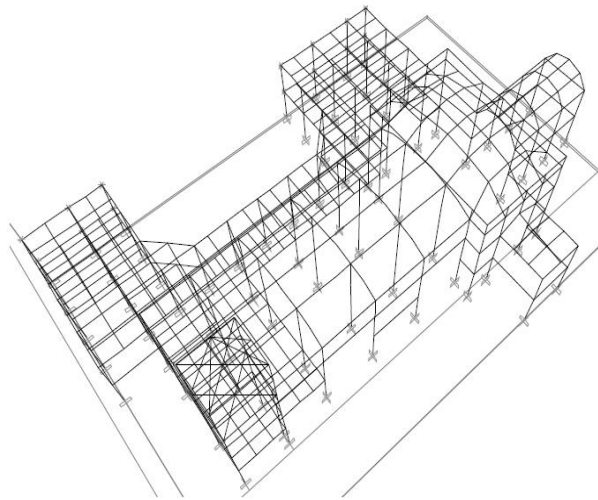


Figura 18. Modelo de EF. Elementos tipo barra.

Para la validación del modelo de EF, los parámetros de actualización utilizados fueron el módulo de elasticidad (E) de las columnas y las bóvedas, y las condiciones de contorno de las columnas. Estableciendo la comparación de los modelos en término de frecuencias naturales, se observa que los dos primeros modos pudieron ser ajustados (diferencias inferiores al 5%), mientras que para el resto de los modos, los valores de frecuencias presentaron diferencias de hasta el 51% (Tabla 2).

Tabla 2. Comparación del Modelo de EF y el Modelo experimental: Frecuencias naturales. (B2)

	Frecuencia Natural [Hz]		% Diferencia
	M. experimental SSI	MEF calibrado	
<b>Modo 1</b>	3.68	3.79	+ 2.90
<b>Modo 2</b>	5.04	5.06	+ 0.99
<b>Modo 3</b>	6.30	5.20	- 17.46
<b>Modo 4</b>	7.29	5.34	- 26.74
<b>Modo 5</b>	9.65	5.76	- 40.31
<b>Modo 6</b>	12.51	6.13	- 50.99

### B3. Iglesia de San Torcato en Guimaraes. Portugal. L.F. Ramos et al [36]. 2009.



Figura 19. I. de San Torcato. mientras que el ábside y el altar mayor fueron construidos con muros de hormigón armado.

En el caso de la Iglesia de san Torcato (Fig. 19), se aplicó OMA como parte de actividades de monitorización estructural que aún a día de hoy se siguen llevando a cabo. Se trata de una iglesia construida entre los siglos XIX y XX, de estilo “neo-manuelino”, de planta en forma de cruz latina con nave central de 57.5 m de longitud, 17.5 m de ancho, y una altura media de 26,5 m. El crucero es de 37 m de longitud y 11.5 m de ancho, y las torres laterales presentan una longitud de 7.5 m, 6.5 m de ancho y 50 m de altura. Debido al largo proceso de construcción, los materiales que se utilizaron fueron diferentes. Los muros de las naves y torres son de fábrica de piedra, mientras que el ábside y el altar mayor fueron construidos con muros de hormigón armado.

#### Toma y tratamiento de datos

El equipo de medida estaba compuesto por 10 acelerómetros uniaxiales piezoeléctricos, conectados por cables al sistema de adquisición de datos. Los sensores de medición se colocaron en un total de 35 puntos (Fig. 20). Debido al número de acelerómetros utilizados y las largas distancias entre ellos, las mediciones se tomaron en nueve configuraciones de prueba. Se colocaron cuatro acelerómetros de referencia en la parte superior de las torres (dos acelerómetros en cada torre en direcciones perpendiculares (puntos 12, 13, 20 y 21 de la Fig. 20)), debido a la alta contribución modal de esos puntos. El tiempo de muestreo de cada una de las medidas fue de 10 min.

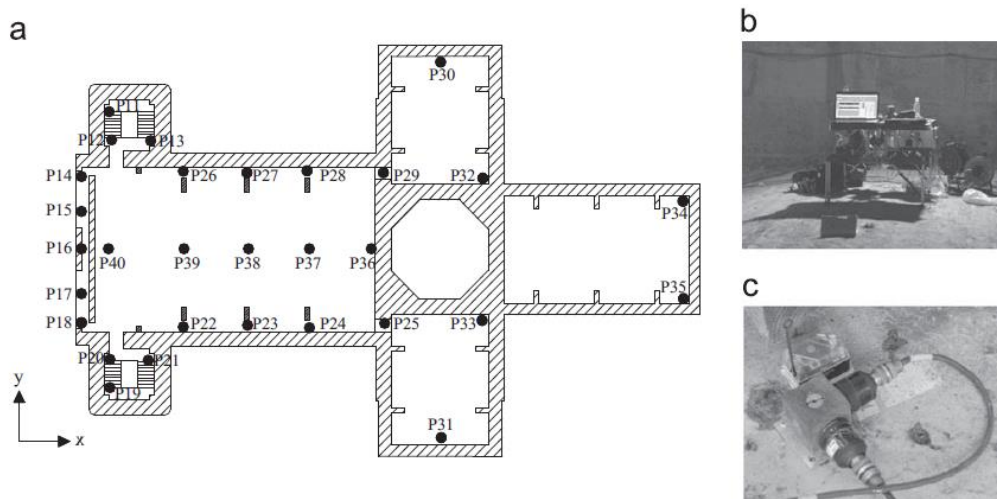


Figura 20. a) Situación de los acelerómetros. b) Central de adquisición de datos. c) Acelerómetro piezoeléctrico.

Las propiedades modales de la estructura se determinaron utilizando técnicas paramétricas (FDD y EFDD) y no paramétricas (SSI). Se consiguió identificar con precisión los primeros cuatro modos en un rango de frecuencias de 0-10 Hz. Las primeras cuatro frecuencias se identificaron con errores relativos de frecuencias inferiores a 1.4% (tomando como referencia los resultados del método de SSI). Los resultados en relación a las amortiguaciones presentaron una mayor variabilidad (hasta un 50%).

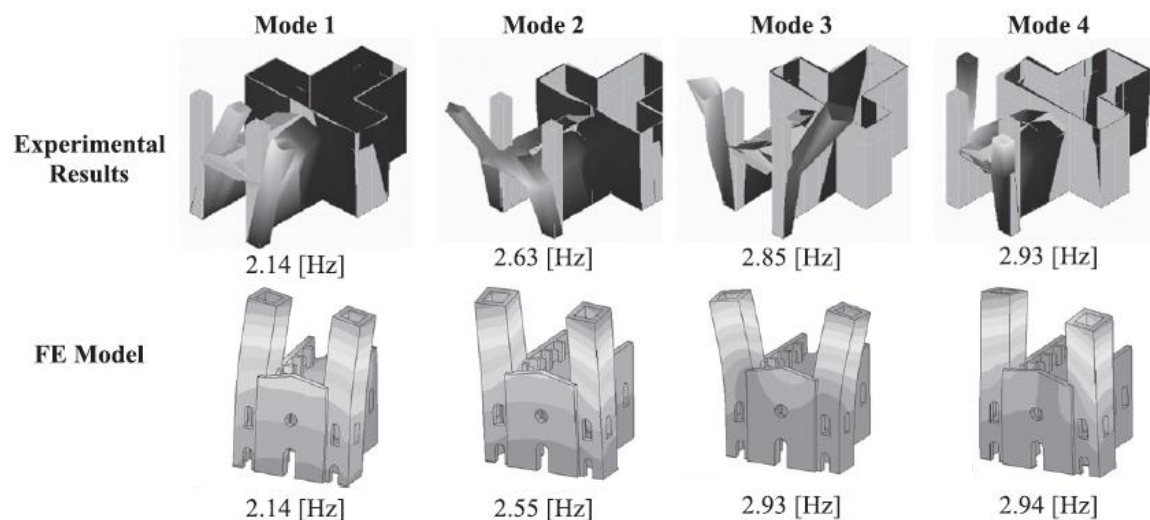
## Modelo de elementos finitos

A partir de los datos obtenidos tras la aplicación de OMA, se ajustó un modelo de EF que permitió evaluar el éxito de una posible intervención futura. Debido a la complejidad de la estructura, sólo se modelaron la parte delantera de la nave y la fachada (incluyendo las torres). Con estas consideraciones, el modelo final de EF se constituye por 3044 elementos sólidos, con un total 18016 nodos.

La calibración del modelo de EF se llevó a cabo teniendo en cuenta cuatro parámetros de actualización. Los parámetros fueron el módulo de elasticidad de la fábrica, la rigidez normal del suelo en la zona de las torres, y la rigidez normal y de cizallamiento de los elementos no modelados del edificio. Se logró una alta correspondencia entre los resultados del modelo calibrado y del experimental, en términos de frecuencias naturales (Tabla 3). En lo que se refiere a la comparación de las formas modales (Fig. 21) los valores MAC oscilan entre 0.93 y 0.77.

**Tabla 3.** Comparación del Modelo de EF y experimental: Frecuencias naturales y valores MAC. (B3)

	Frecuencia Natural [Hz]		% Diferencia	MAC
	M. experimental SSI	MEF calibrado		
<b>Modo 1</b>	2.14	2.14	+ 0.00	0.93
<b>Modo 2</b>	2.63	2.55	- 3.04	0.86
<b>Modo 3</b>	2.85	2.93	+ 2.73	0.83
<b>Modo 4</b>	2.93	2.94	+ 0.34	0.77



**Figura 21.** Comparación del Modelo experimental y el Modelo de EF. Formas modales de la estructura.



**B4. Catedral de San Nicolás en Famagusta. Chipre. R.A. Votsis et al [48]. 2010.**

Figura 22. Catedral de San Nicolás

Se llevaron a cabo pruebas de vibración ambiental para realizar un estudio de la vulnerabilidad sísmica de la Catedral de San Nicolás (Fig. 22), a partir del ajuste de un modelo de EF. La catedral de Famagusta es una edificación del siglo XIV de estilo gótico, con nave principal de siete tramos que finaliza en un ábside poligonal flanqueado por naves que terminan en capillas absidales de forma similar. La estructura es de fábrica de piedra, con dimensiones generales de 50 m de largo, 24 m de ancho y altura máxima de 29 m.

**Toma y tratamiento de datos**

El equipo de toma de datos utilizado estaba compuesto por 5 acelerómetros triaxiales de fuerza balanceada, que se conectan por cables coaxiales a la central de adquisición de datos (modelo VSS-3000 de la marca Kinemetrics). Se midió un total de 13 puntos (Fig. 23), por lo que fue necesaria la realización de tres medidas, manteniendo siempre un acelerómetro como unidad de referencia y moviendo los otros cuatros para cada medida.

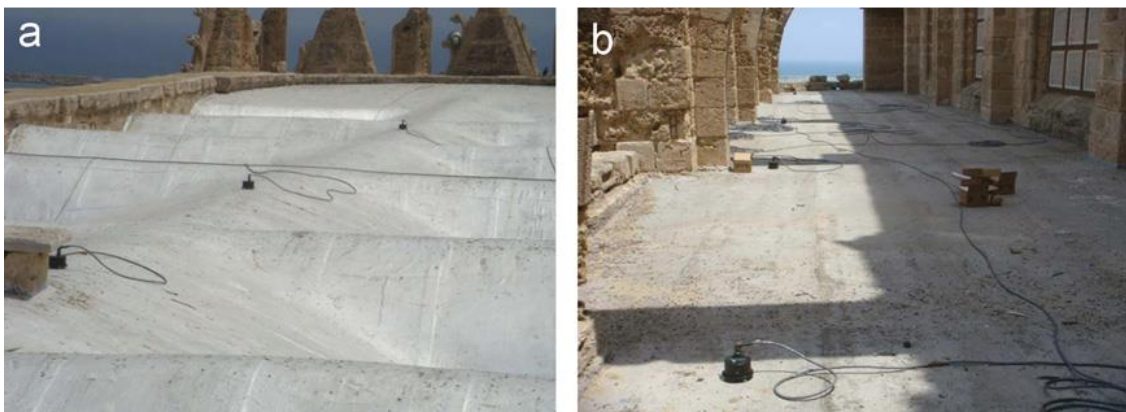


Figura 23. Equipo de Medida.

Para el tratamiento de los datos se empleó el software *ARTEMIS* [10], utilizando el FDD y el SSI como técnicas de identificación modal. Se identificaron 3 modos de vibración, uno longitudinal y dos laterales, en un rango de frecuencias de 0-5 Hz. Los resultados obtenidos con ambos métodos fueron muy similares, presentando siempre un valor MAC superior a 0.96.

### Modelo de elementos finitos

El modelo de elementos finitos se desarrolló utilizando el software SAP2000 [51]. Se trata de un modelo compuesto únicamente por elementos superficiales, cuyos espesores se asignaron en base a detalladas mediciones in situ. (Fig. 24).

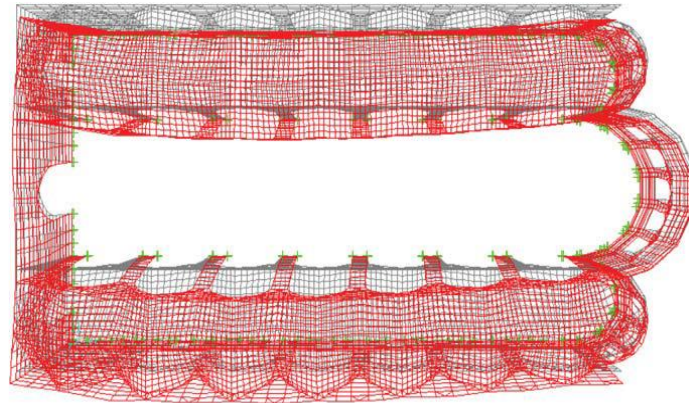


Figura 24. Modelo de EF de la Catedral de San Nicolás.

Para validar el modelo de EF, se estableció el módulo de elasticidad (E) de la piedra como única variable. Tras la calibración del modelo, las frecuencias naturales fueron ajustadas con diferencias relativamente bajas, mientras que en lo que se refiere a formas modales se lograron unos valores MAC entre 0.82 y 0.89 (Tabla 4).

Tabla 4. Comparación del Modelo de EF y experimental: Frecuencias naturales y valores MAC. (B4)

	Frecuencia Natural [Hz]		% Diferencia	MAC
	M. experimental SSI	MEF calibrado		
<b>Modo 1</b>	0.98	0.98	+ 0.00	0.82
<b>Modo 2</b>	1.04	0.99	- 4.80	0.85
<b>Modo 3</b>	1.40	1.54	+ 9.09	0.89

### B5. Iglesia de St. Mamas en Morphou. Chipre. *R.A. Votsis et al* [48]. 2010.



Figura 25. Iglesia de St. Mamas.

En la Iglesia St. Mamas (Fig. 25) se aplicó OMA con la finalidad de realizar un estudio de la vulnerabilidad sísmica de la estructura. El estudio se realizó a partir del ajuste de un modelo EF. La iglesia es de principios del siglo XVI, de tipo franco-bizantino, configurada por tres naves que están separadas por dos columnatas de cuatro columnas cada una. La estructura es de fábrica de piedra, de 19 m de largo y 8 m de ancho. Su altura es de 9 m en la clave de las bóvedas y de 19 m en la cúpula.

### Toma y tratamiento de datos

El equipo utilizado para la toma de datos estaba compuesto por 5 acelerómetros triaxiales de fuerza balanceada, que se conectan por cables coaxiales a la central de adquisición de datos. Se decidió únicamente instrumentar 5 puntos que se midieron de una única vez. Se dispusieron cuatro acelerómetros en la parte superior de las columnas (Fig. 26) y uno en el suelo, fuera de la iglesia.

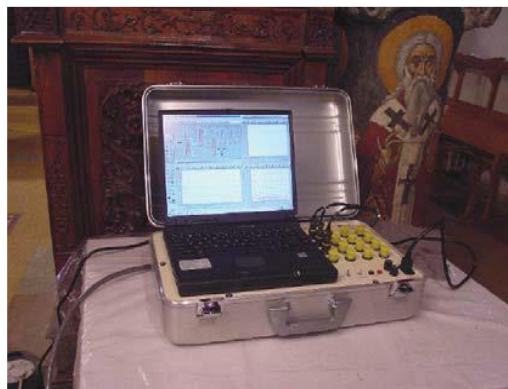
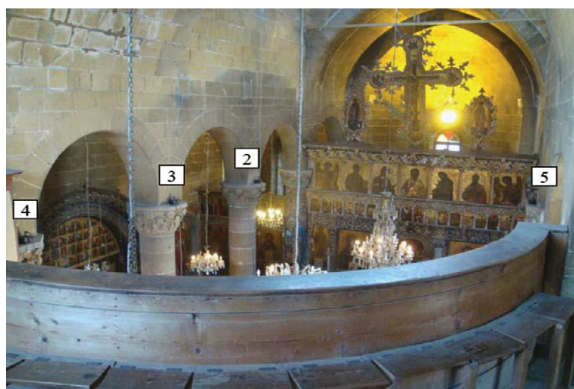


Figura 26. Situación de los acelerómetros y equipo de medida.

Se utilizaron las técnicas de identificación modal FDD y SSI, implementadas en el software *ARTEMIS* [10], para realizar el tratamiento de datos. Se identificaron 3 modos de vibración, dos laterales y uno de torsión, en un rango de frecuencias de 0-5 Hz. El valor MAC entre las formas de los modos, calculados por ambos métodos, fue siempre superior a 0.95.

### Modelo de elementos finitos

Se desarrolló un modelo de elementos finitos con el software SAP2000 [51]. El modelo fue elaborado mediante elementos superficiales (Fig. 27).

El parámetro utilizado como única variable para la validación del modelo de EF fue el módulo de elasticidad (E) de la piedra. Una vez ajustado, para la correlación de las formas modales, se aplicó el criterio de fiabilidad modal (MAC), obteniéndose valores en este caso que oscilan entre 0.83 y 0.96. Las diferencias de frecuencias fueron menores del 5% en los dos primeros modos y del 7.3% en el tercero, mientras que los valores MAC oscilaron entre 0.83 y 0.96 (Tabla 5).

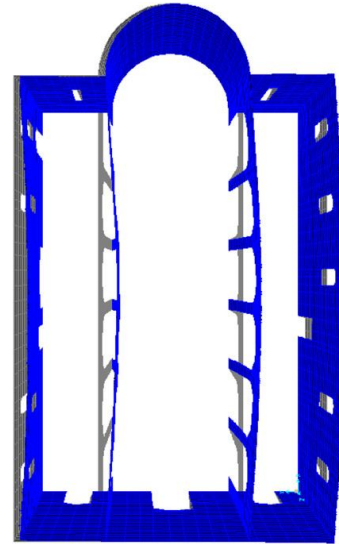


Figura 27. Modelo de EF.

Tabla 5. Comparación del Modelo de EF y experimental: Frecuencias naturales y valores MAC. (B5)

	Frecuencia Natural [Hz]		% Diferencia	MAC
	M. experimental SSI	MEF calibrado		
<b>Modo 1</b>	1.95	1.95	+ 0.00	0.93
<b>Modo 2</b>	2.57	2.47	- 3.89	0.83
<b>Modo 3</b>	4.30	4.64	+ 7.32	0.86



### B6. Mezquita Hafsa Sultan de Manisa. Turquía. *H. Nohutcu et al* [49]. 2015.

Se presenta la aplicación de OMA sobre la Mezquita Hafsa Sultan (Fig. 28), uno de los hitos más importantes de la arquitectura otomana del siglo XVI. La finalidad principal del estudio fue obtener un modelo de elementos finitos calibrado, para lo cual se utilizaron los datos obtenidos con OMA. La mezquita presenta una planta rectangular de 29.25 x 21.33 m, constituida por muros de piedra andesita, columnas de granito, una gran cúpula y otras cuatro de menor tamaño anexas a la anterior.



Figura 28. Vistas exteriores de la Mezquita Hafsa Sultan.

#### Toma y tratamiento de datos

En el estudio experimental, se utilizaron 16 acelerómetros uniaxiales SENSEBOX-7021, conectados de forma inalámbrica a la central de adquisición de datos TEXTBOX-6501. Dichos sensores de medición se colocaron en un total de 15 puntos según la Fig. 29, midiendo cada una de las tres direcciones principales.

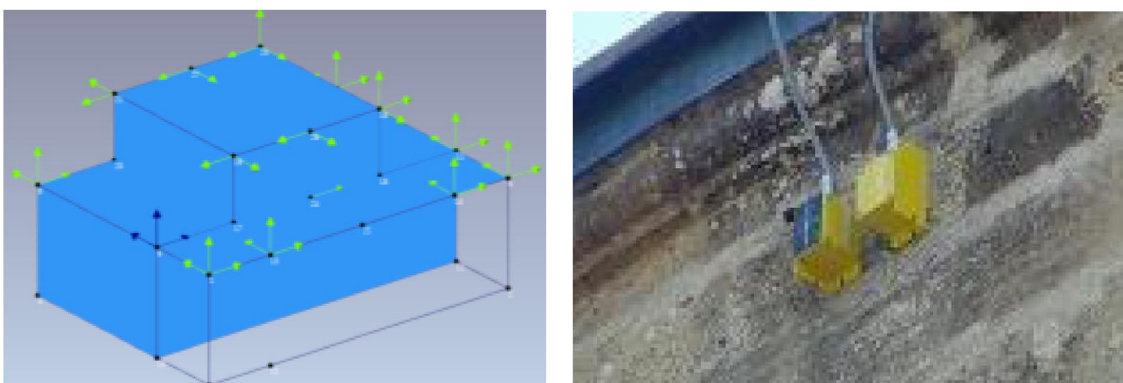


Figura 29. Situación de los acelerómetros. En azul los 3 acelerómetros de referencia.

Las propiedades modales de la estructura se determinaron utilizando nuevamente las técnicas EFDD y SSI. Se consiguió identificar con precisión los primeros cinco modos de vibración en un rango de frecuencias de 0-7 Hz. Los errores relativos entre las frecuencias localizadas con ambos métodos fueron siempre menores al 2 %.

## Modelo de elementos finitos

El modelo de elementos finitos desarrollado fue calibrado a partir de los datos experimentales recopilados. Se trata de un modelo generado mediante el software *Abaqus/CAE 6.13* [52], y constituido por 673527 elementos tetraédricos (C3D4) y 145442 nodos (Fig. 30). Para llevar a cabo la calibración del modelo se utilizó como parámetro de actualización el módulo de elasticidad de los elementos estructurales. Una vez llevada a cabo dicha calibración, realizada manualmente, se redujeron las diferencias entre el modelo numérico y el experimental (Tabla 6).

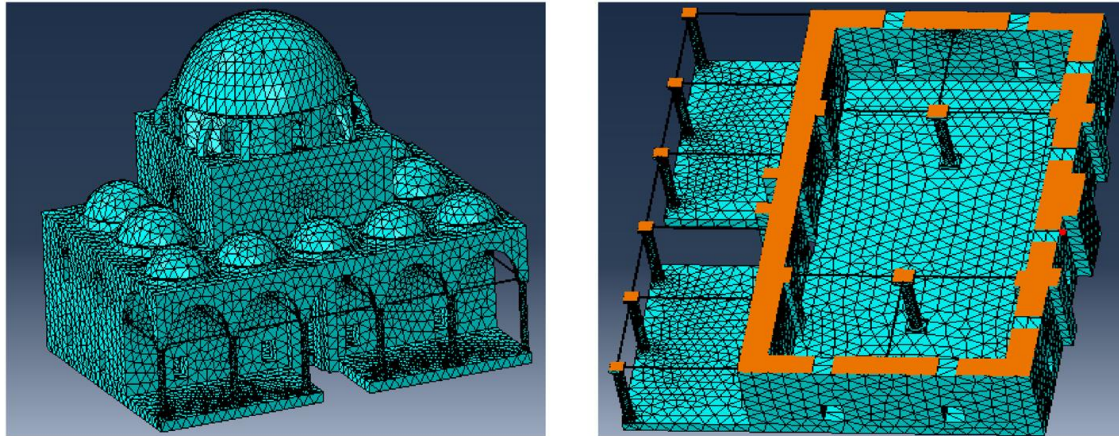


Figura 30. Modelo de Elementos Finitos de la Mezquita Hafsa Sultan.

Tabla 6. Comparación del Modelo de EF y el Modelo experimental: Frecuencias naturales. (B6)

	Frecuencia Natural [Hz]		% Diferencia
	M. experimental SSI	MEF calibrado	
<b>Modo 1</b>	2.90	2.90	+ 0.00
<b>Modo 2</b>	4.58	4.63	+ 1.20
<b>Modo 3</b>	4.67	4.66	+ 0.40
<b>Modo 4</b>	5.49	5.46	- 0.90
<b>Modo 5</b>	6.13	6.07	- 1.80

### 2.2.3 Conclusiones del estado del arte

Antes de establecer las conclusiones sobre el estado del arte de la aplicación de OMA, sintetizamos la información presentada en la [Tabla 7](#):

**Tabla 7.** Resumen de los datos extraídos a partir del estudio del estado del arte de OMA en relación a estructuras históricas de fábrica.

ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL											
CASO	Nº acel.	Tipo acel.	Nº puntos med.	Nº acel. refer.	Nº med.	T. cada medida (min)	Met. idi. modal	Nº modo loc.	Rango de f. (Hz)	Dif max. f. (%)	Rango MAC
A1	4	Piezoel.	24	2	11	10.40	SSI	7	0-10	-	-
A2	15	Piezoel.	15	0	1	30	EFDD	5	0-30	-	-
B1	14	Piezoel.	14	0	1	43	PP, SSI	6	0-10	5	-
B2	2	Piezoel.	30	1	29	10	EFDD,SSI	6	0-12.5	2	0.96-0.99
B3	10	Piezoel.	35	4	9	10	EFDD,SSI	4	0-10	1.4	-
B4	5	Fuerza B.	13	1	13	-	FDD,SSI	3	0-5	-	0.98-0.99
B5	5	Fuerza B.	5	0	1	-	FDD,SSI	3	0-5	-	0.96-0.99
B6	16	Piezoel.	16	3	3	10	EFDD,SSI	5	0-7	2	-
MODELO DE ELEMENTOS FINITOS											
CASO	Tipos de elementos		Nº de elementos	Nº de nodos		Parámetros de ajuste		Diferencia máxima frecuencias (%)		Rango MAC	
B1	Solido		808	1443		M. de elast. (E)		14		-	
B2	Beam		-	-		M. de elast. (E)		51		-	
B3	Solido		3044	18016		M. de elast. (E) y Rígideces (K)		3		0.77-0.93	
B4	Shell		-	-		M. de elast. (E)		15		0.82-0.89	
B5	Shell		-	-		M. de elast. (E)		10		0.83-0.96	
B6	Sólido		673527	145442		M. de elast. (E)		2		-	

**A1.** Torre del reloj de Mogadouro. Portugal. *L.F. Ramos et al.* 2005.

**A2.** Bóveda de la Mezquita Kucuk Fatih. Turquía. *I. Calik et al.* 2014.

**B1.** Templo de Yechheswor. Nepal. *Bijaya Jaishi et al.* 2002.

**B2.** Iglesia del Monasterio de Los Jerónimos. Portugal. *L.F. Ramos et al.* 2005.

**B3.** Iglesia de San Torcato en Guimaraes. Portugal. *L.F. Ramos et al.* 2009.

**B4.** Catedral de San Nicolás en Famagusta. Chipre. *R.A. Votsis et al.* 2010.

**B5.** Iglesia de St. Mamas en Morphou. Chipre. *R.A. Votsis et al.* 2010.

**B6.** Mezquita Hafsa Sultan de Manisa. Turquía. *H. Nohutcu et al.* 2015.

Son numerosas las conclusiones que se pueden extraer a partir de los datos expuestos. Siguiendo el orden establecido en las tablas se presentan las siguientes conclusiones:

- Está extendido el uso de dos tipos de acelerómetros, los piezoeléctricos y los de fuerza balanceada. Estos últimos tienen un mejor funcionamiento que los piezoeléctricos para la identificación modal en bajos rangos de frecuencia (0-2 Hz). Para mayores rangos ambos tipos presentan un buen funcionamiento.
- El número de medidas a realizar depende directamente de los acelerómetros disponibles y de los puntos que se quieran medir. En edificaciones de mayor tamaño generalmente es necesario medir en un mayor número de puntos. La duración de las medidas es muy variable, dependiendo generalmente de la experiencia del analista. En los casos estudiados este valor varía entre 10 y 43 min.
- En lo que se refiere al uso de los métodos de identificación modal, está extendida la utilización de técnicas desarrolladas tanto en el dominio de la frecuencia (PP, FDD y EFDD), como en el dominio del tiempo (SSI). En los casos expuestos se puede observar muy buena correlación entre los métodos. Se obtienen valores MAC muy cercanos a la unidad y diferencias máximas, relativas a frecuencias, menores del 5%.
- De forma global cabe destacar como el número de aplicaciones de OMA como herramienta para el control de intervenciones estructurales es muy reducido, más aun en el caso de edificaciones históricas de fábrica.
- Los modelos de EF se constituyen generalmente de elementos tipo sólido o shell, para reproducir con mayor precisión la respuesta dinámica. En el caso del monasterio de los Jerónimos (B2), debido al alto nivel de complejidad de la estructura se llevó a cabo un modelo de EF constituido por elementos tipo barra (beam). Este modelo posteriormente no pudo ser correctamente calibrado.
- Es una práctica generalizada la utilización del módulo de elasticidad (E) de los distintos elementos constituyentes como variables para ajustar el modelo de EF al modelo experimental.
- Por último, se observa claramente como el ajuste del modelo de EF es un campo en constante actualización y mejora. En los últimos ejemplos, correspondientes a los años 2009, 2010 y 2015 (B3, B4, B5 y B6), se han conseguido ajustar modelos con valores MAC por encima de 0,8 (comportamiento modal teórico cercano al experimental). La dificultad que supone crear un modelo de EF de este tipo de edificaciones, cuyo comportamiento estructural es sustancialmente complejo, es un factor fundamental a la hora de llevar a cabo su calibración. Es por ello que, en modelos más complejos constituidos por elementos sólidos, los resultados presentan una clara mejora.

## 2.3 Conclusiones

En el conjunto de este capítulo se ha realizado un repaso sobre los aspectos más relevantes del proceso de identificación modal OMA, basado en los ensayos de tipo AVT (*Ambient Vibration Tests*). Se ha llevado a cabo una breve introducción sobre los conceptos básicos necesarios para introducir las aplicaciones de OMA desarrolladas en el presente documento: Dicha introducción engloba desde temas relativos a métodos de identificación modal, hasta técnicas de calibración de modelos de EF, pasando por la presentación de los trabajos más significativos realizados hasta el momento sobre el tema.

La primera conclusión de carácter general a resaltar, tras el estudio del estado del arte del Análisis Modal Operacional (OMA), es que éste ya ha alcanzado un grado de madurez significativo. Por lo expuesto, se ha consolidado como una gran técnica de identificación modal en relación a estructuras histórica de fábrica. Los buenos resultados obtenidos, junto con el hecho de ser una técnica no destructiva, la simplicidad de su ejecución, el bajo coste por ensayo realizado y la no interferencia en las condiciones de funcionamiento de la edificación, hacen de esta técnica una herramienta muy atractiva en comparación con otras.

La ventaja de la técnica OMA es aún más significativa cuando la asociamos al mundo de la arquitectura histórica, donde es fundamental el uso de técnicas no destructivas de evaluación. Éste es un importante aspecto que confirma la idoneidad de utilizar este método como técnica no destructiva de evaluación dinámica, utilizando los datos obtenidos de las medidas realizadas para las dos principales aplicaciones expuestas: Evaluación y control de intervenciones estructurales, y calibración de modelos numéricos. Hemos visto en puntos anteriores que los modelos de EF en obras de fábrica, presentan un elevado nivel de incertidumbre debido a la dificultad que supone estimar las propiedades de los elementos constituyentes. Se convierte por tanto en una herramienta de gran utilidad para la caracterización de estructuras existentes, por ejemplo, antes del desarrollo de un proyecto de rehabilitación.

Una vez introducidas las principales conclusiones, a continuación, se establecen una serie de puntos donde se pretende avanzar con el desarrollo del presente trabajo de investigación:

- En primer lugar, aunque el análisis modal operacional se ha consolidado ya como técnica modal en relación a construcciones históricas de fábrica, se ha detectado que el mayor número de aplicaciones del mismo son relativas a elementos esbeltos como torres. Es por ello, que en esta tesis doctoral se decide avanzar en la aplicación de dicha técnica sobre edificaciones más masivas y elementos más concretos, como bóvedas y cúpulas. A su vez, se pretende avanzar en la consolidación de la técnica como herramienta fundamental para el control y evaluación de intervenciones estructurales sobre este tipo de construcciones.
- Por otro lado, en lo que se refiere al proceso de toma de datos durante una campaña experimental, se resalta la importancia que tiene una selección correcta, tanto de los transductores utilizados para medir la respuesta dinámica, como del sistema de adquisición de datos utilizado para digitalizar y almacenar las señales. En este sentido, en este trabajo se apuesta por el uso de acelerómetros de fuerza balanceada, los cuales

ofrecen mejores resultados para bajos rangos de frecuencia (0-2 Hz). Este aspecto resulta especialmente útil a la hora de identificar modos de vibración con frecuencias asociadas realmente bajas antes de llevar a cabo una intervención estructural, de forma que puedan ser detectadas deficiencias en el comportamiento estructural del edificio.

- Finalmente, y tal y como se ha recogido en las conclusiones del estado del arte, se señala la importancia que presenta la compleja elaboración de modelos de EF en este tipo de estructuras para un llevar a cabo un correcto análisis estructural de los mismos. Es por ello, que para el análisis de los distintos casos de estudio, se pretende avanzar en el desarrollo de los mismos, a través de la elaboración de modelos de gran escala, generalmente constituidos por elementos sólidos, e introduciendo nuevas técnicas de apoyo como la fotogrametría. Todo ello, supone un elevado coste computacional y humano que es asumido en el desarrollo del presente trabajo.

## ***CAPÍTULO 3***

### ***CASOS DE ESTUDIO***





## CASOS DE ESTUDIO

### 3.1 Introducción

Una vez estudiados los principios básicos del análisis modal operacional y su estado del arte en relación a la arquitectura histórica de obra de fábrica, en el tercer capítulo nos disponemos a presentar los distintos casos de estudio que conforman el cuerpo principal del trabajo. Se presentará la aplicación de OMA en el área del Teatro Romano de Cádiz, la Capilla de la Jura (Jerez de la Frontera), la Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera), el Monasterio de San Jerónimo (Sevilla) y la Capilla del Palacio de Würzburg (Alemania).

En este punto se ha de recordar la importancia que tiene la conservación del patrimonio estructural para las sociedades modernas. En este sentido, se ha ya estudiado como OMA se ha consolidado como una herramienta de gran utilidad a la hora de caracterizar dinámicamente este tipo de edificaciones, a partir de pruebas de vibración ambiental. De igual forma, se han repasado las distintas aplicaciones prácticas a las que puede conducir dicha caracterización dinámica, destacando la utilidad de dichos datos para controlar y evaluar intervenciones estructurales, y para calibrar modelos de elementos finitos. Y para finalizar el capítulo anterior, se han establecido las principales conclusiones del mismo, señalando aquellos puntos donde se pretende avanzar con la elaboración de esta tesis doctoral.

En lo que se refiere a la organización del presente capítulo, se irán presentando cronológicamente cada uno de los casos de estudios siguiendo la planificación expuesta en el punto 2.1.2 (pág. 28) del presente documento y que resumidamente presenta el siguiente esquema:

- En primer lugar se atenderá a la [descripción](#) de cada uno de los [casos de estudio](#). Se presenta desde un breve desarrollo histórico, hasta su correspondiente configuración actual. Dicha descripción se centrará especialmente en aquellos aspectos y circunstancias que hicieron de cada una de las estructuras históricas un objeto de estudio óptimo para avanzar en la aplicación de la técnica OMA sobre este tipo de edificaciones.
- A continuación, en los casos donde haya sido necesario, se mostrarán los [modelos de elementos finitos](#) realizados inicialmente para llevar a cabo las posteriores campañas experimentales.
- Una vez analizados los anteriores modelos numéricos, se presentan cada uno de los [ensayos de vibración ambiental](#) realizados, atendiendo a las distintas configuraciones empleadas para su desarrollo. Tras ello, y con los datos de cada una de las campañas experimentales llevadas a cabo, nos centraremos en el uso del [análisis modal operacional](#), como técnica para caracterizar dinámicamente cada caso de estudio.

- En función de cada caso de estudio, la caracterización dinámica obtenida tras la aplicación de la técnica modal será utilizada para alcanzar los objetivos de cada uno de ellos. Dichos objetivos varían desde el análisis estructural de la edificación histórica, para lo que sería necesario la [calibración del modelo numérico](#), hasta el control y evaluación de intervenciones estructurales, a partir de la [comparación de los parámetros modales](#) recopilados en distintas fases de las mismas.
- A continuación se recopilarán los [resultados](#) obtenidos en cada caso, atendiendo a las distintas peculiaridades que ofrecen cada uno de ellos.
- Finalmente, y atendiendo a los resultados descritos en el punto anterior, se presentarán las [conclusiones y futuras líneas de trabajo](#) que ofrecen cada caso de estudio.

Una vez analizado independientemente cada caso de estudio, en el último punto del presente capítulo se desarrollará un resumen global de los datos obtenidos.

## 3.2 Caracterización dinámica, validación de modelos numéricos y control de intervenciones estructurales: casos de estudio.

### 3.2.1 Área del Teatro Romano de Cádiz (España) (CASO C1) (Ver anejos A y B)

En el presente punto se expone la caracterización dinámica de un grupo de edificios situados sobre el Teatro Romano de Cádiz, parte de la herencia romana que ha permanecido oculta durante siglos bajo el casco histórico de la ciudad de Cádiz. En el año 2010, se inició una intervención con el fin de descubrirlo, consistente en la construcción de una serie de bóvedas de hormigón mediante la ejecución de paraguas de inyección bajo dicho grupo de edificios. Debido a la complejidad que presentaba el desarrollo de la mencionada intervención, se decidió llevar a cabo el control de la misma a través de pruebas de vibración ambiental. A su vez, con los datos obtenidos se calibraron los modelos de elementos finitos para predecir el efecto final de la intervención sobre el conjunto estructural.

#### Descripción del Teatro Romano de Cádiz

El Teatro Romano de Cádiz se localiza en el barrio del Pópulo (Fig. 31), junto a la Catedral Vieja (actual Iglesia de Santa Cruz). Es el más antiguo de la Península Ibérica, datando su construcción de finales del siglo I a.C. El diámetro de su cávea es de 120 m, lo que lo hace ser el edificio de mayores dimensiones de su clase en España. Su aforo sería alrededor de unos 20.000 espectadores, un elevado número si tenemos en cuenta que la población de Gades rondaría los 50.000 habitantes. Los materiales utilizados en la estructura fueron piedra y opus caementicium [53]. La gran resistencia de éstos hizo que el teatro fuera utilizado como base de otros edificios construidos posteriormente. En el siglo III d.C. el área del teatro comenzó a usarse para diversos fines, siendo uno de ellos un castillo. En el siglo XIII, después de la conquista de la ciudad por parte de las tropas cristianas, el castillo fue reconstruido y su uso cambió, desapareciendo toda referencia al teatro primitivo [54]. En ese momento, el barrio que actualmente es conocido como “El Pópulo”, comenzó a construirse, asentándose parte de él sobre los restos del teatro.

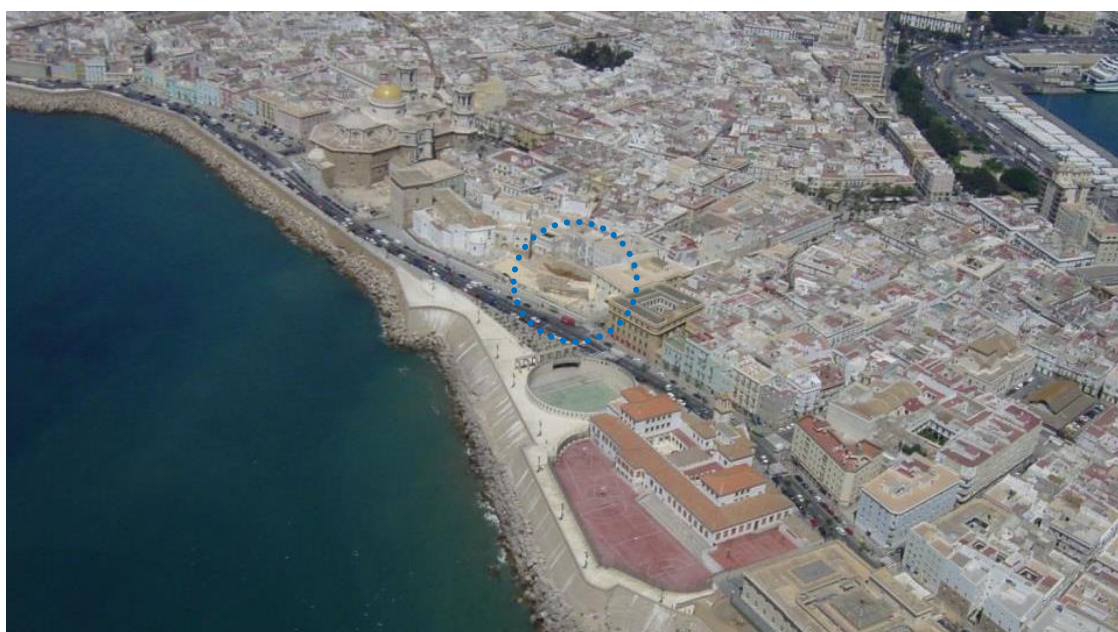


Figura 31. Localización del Teatro Romano de Cádiz.

El teatro fue descubierto de forma accidental en el año 1980 (Fig. 32), momento desde el cual se ha seguido un proceso sistemático hacia su recuperación. Son numerosas las labores de demolición, excavación y consolidación realizadas desde entonces [55], que han dado como resultado la recuperación de una parte significativa de la cávea (Fig. 33).



Figura 32. Estado del parcelario superpuesto a las trazas del Teatro. Año 1980. En rojo edificios derruidos.

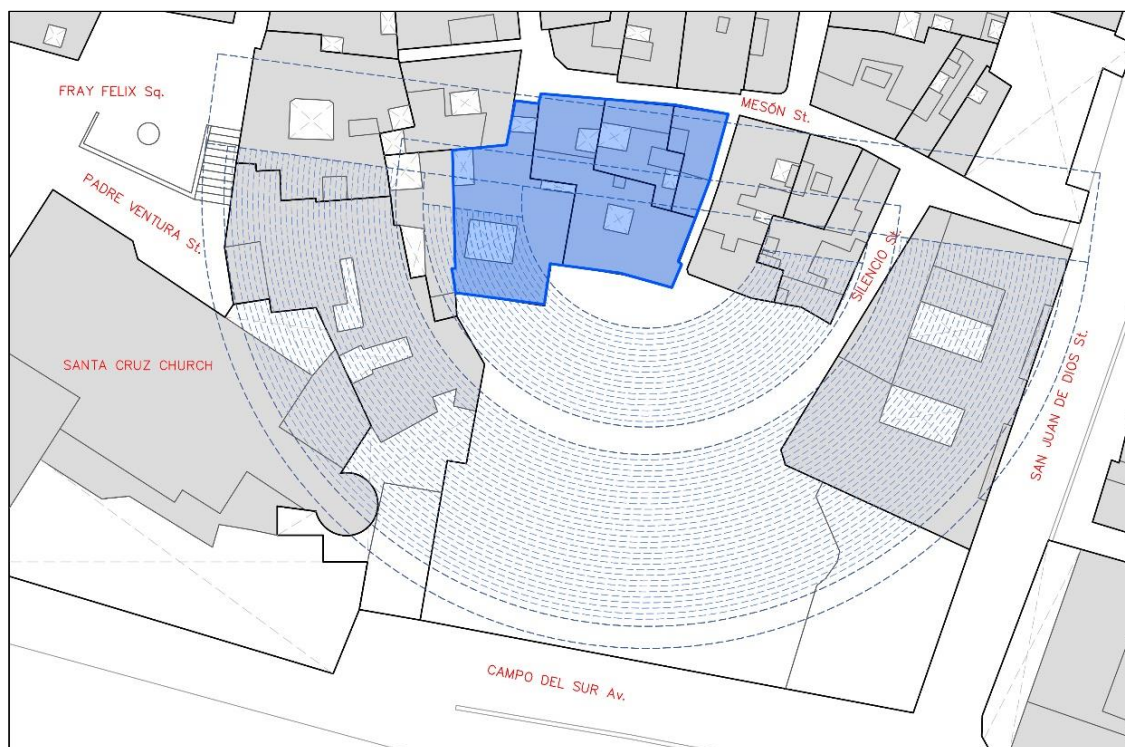


Figura 33. Estado del parcelario superpuesto a las trazas del Teatro. Año 2010. En azul área analizada.



La forma de afrontar el problema debía dar solución al dilema de compatibilizar la seguridad y pervivencia de los edificios existentes sobre el teatro, con la recuperación de los restos arqueológicos existentes, de modo que tales zonas de interés cultural quedaran a la luz y pudieran visitarse (Fig. 34). La importancia no radicaba solo en la puesta en valor del teatro, sino también en la correcta conservación de las edificaciones construidas sobre él, puesto que éstas, al formar parte del barrio del “Pópulo”, son parte del patrimonio histórico de la ciudad.



Figura 34. Área del Teatro Romano de Cádiz.

En 2010 se inició una importante intervención que, de forma general, consiste en la generación de una serie de bóvedas bajo las edificaciones. Estas bóvedas son las encargadas de transmitir las cargas a un sustrato de terreno suficientemente resistente (Fig. 35.a) [56]. Para su ejecución se recurrió a la técnica de inyección armada, consistente en la realización de una serie de paraguas de inyecciones bajo los muros de los edificios. La posición exacta de cada una de las bóvedas se define por arcos de acero (Fig. 35.b). Todas las inyecciones se realizan con mezclas estables de cemento-bentonita [57, 58, 59]. El resultado final será la creación de un nuevo espacio abovedado debajo de los edificios desde el cual se podrán contemplar los restos del teatro (Fig. 36).

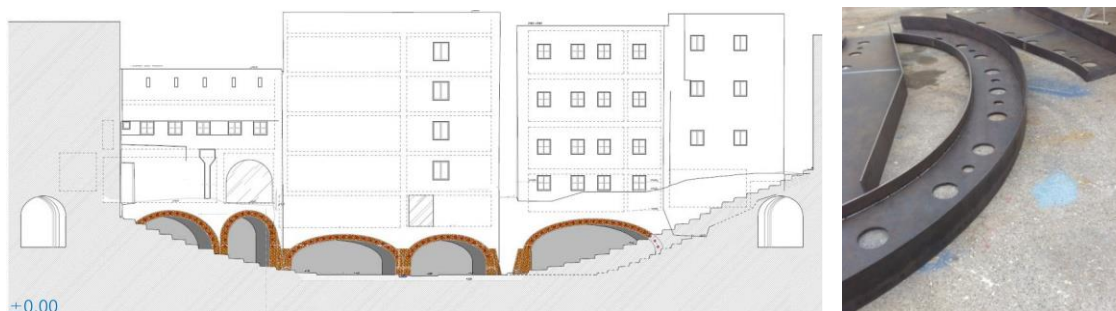


Figura 35. a) Alzado esquemático tras la extracción de tierras. b) Arcos de acero.

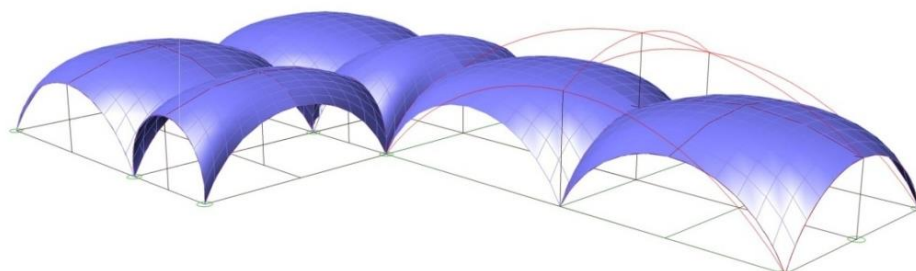


Figura 36. Perspectiva esquemática del revestimiento interior de las bóvedas una vez finalizados los trabajos.

Debido a la gran complejidad que presenta la intervención presentada anteriormente, se decidió llevar a cabo su control por medio de dos técnicas. Éstas son el control topográfico de precisión y el Análisis Modal Operacional. El presente estudio se centrará en la aplicación de OMA realizada a través de pruebas de vibración ambiental.

### Modelo de elementos finitos

Como primer punto en el proceso de aplicación de OMA se generó un modelo previo para decidir la situación de los acelerómetros. Este modelo consta de tres partes fundamentales, los edificios, las bóvedas y el terreno (vaciado del teatro), y fue modelado utilizando el programa informático *Abaqus/CAE 6.13* [52]. Los edificios fueron mallados con elementos superficiales, mientras que para las bóvedas y el terreno se utilizaron elementos sólidos, obteniendo un modelo final de 975370 elementos, 189585 nodos y 666177 grados de libertad (Fig. 37). Las propiedades de los materiales se estimaron a partir del estudio geotécnico del suelo y de la bibliografía consultada [60, 61].

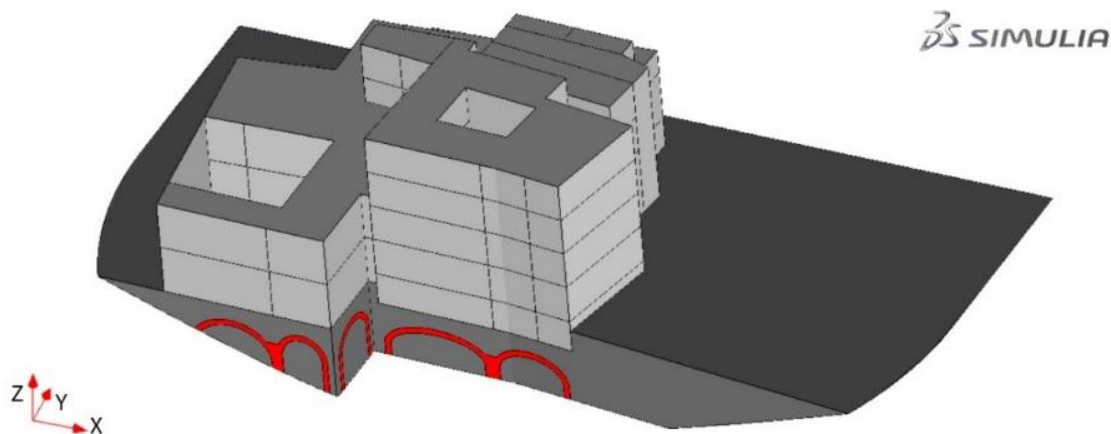


Figura 37. Modelo de elementos finitos previo.

Con la ayuda del modelo de elementos finitos se localizaron los puntos más adecuados para la colocación de los acelerómetros de referencia, que fueron aquellos con mayor desplazamiento modal (Fig. 38).

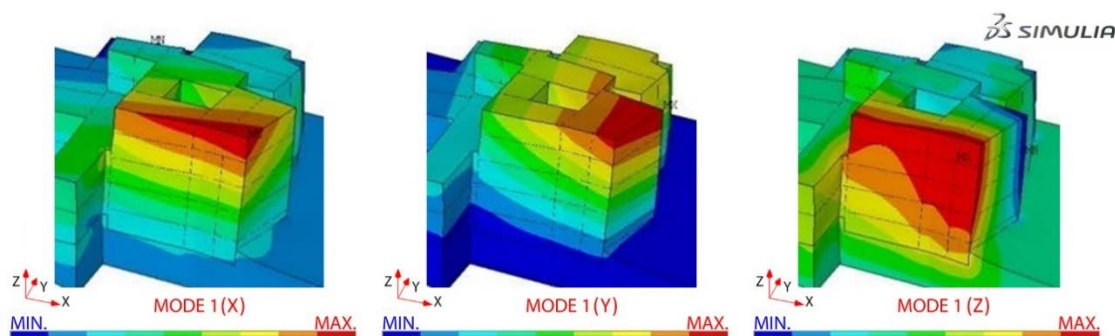


Figura 38. Desplazamientos modales del 1º Modo de vibración en direcciones X, Y y Z.

### Pruebas de vibración ambiental y Análisis Modal Operacional

Se realizaron tres campañas de vibración ambiental: antes del comienzo de las obras (15 de abril de 2011), una vez finalizada la primera fase de ejecución de paraguas de inyección (20 de abril de 2012) y después de extraer los dos primeros metros de suelo situado bajo las bóvedas (6 de abril de 2013). Para llevar a cabo la monitorización de la estructura y la toma de datos se utilizó el equipo presentado en el apartado 2.1.1, compuesto por ocho acelerómetros uniaxiales de fuerza balanceada *Episensor* de la casa comercial *KINEMATRICS*, con ancho de banda de 0-200 Hz, y una central de adquisición de datos tipo *GRANITE* de la misma casa (Fig. 39).



Figura 39. Central de Adquisición de datos, equipo informático y acelerómetro de fuerza balanceada.

En la Fig. 40 se muestra una representación esquemática de la disposición de sensores. Podemos observar que en total fueron 20 los puntos medidos en cada una de las pruebas de vibración ambiental realizadas. Cuatro de los sensores se situaron, como acelerómetros de referencia (puntos 1-4, Fig. 40), en la planta superior, mientras los otros cuatro se colocaron siguiendo la vertical de los anteriores en cada una de las plantas, de forma que se realizaron un total de cuatro series de medidas, siendo la duración de cada una de ellas de doce minutos.

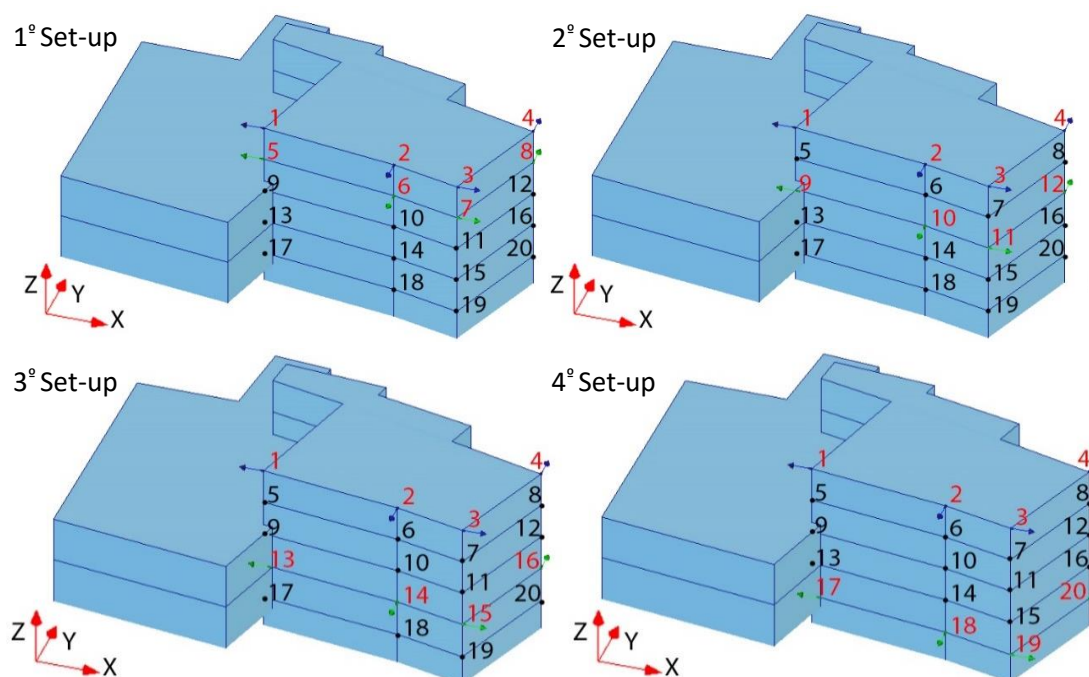


Figura 40. Situación y dirección de los acelerómetros.



En las tres campañas anteriormente descritas se llevó a cabo la misma planificación, utilizando los mismos parámetros y puntos de medición. Las medidas se realizaron bajo condiciones similares de temperatura y humedad. En este sentido, como se señaló en el capítulo anterior, es importante señalar que cambios importantes de humedad, podrían modificar las frecuencias hasta un valor del 5% [32]. Las mediciones se llevaron a cabo exclusivamente bajo excitación ambiental (Fig. 41).

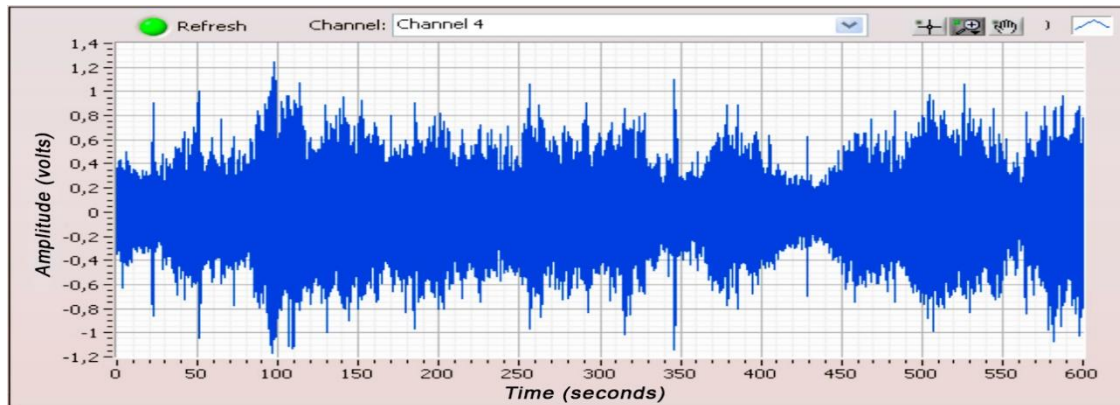


Figura 41. Ejemplo de excitación ambiental (acelerómetro número 4 en el segundo set-up).

Los datos obtenidos in situ fueron procesados con el software *ARTEMIS* [10], el cual tiene implementadas las dos técnicas de identificación modal presentadas en el apartado 1.2.1: el método de Descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia (EFDD) (Fig. 42) y el método de Identificación en el Subespacio Estocástico (SSI).

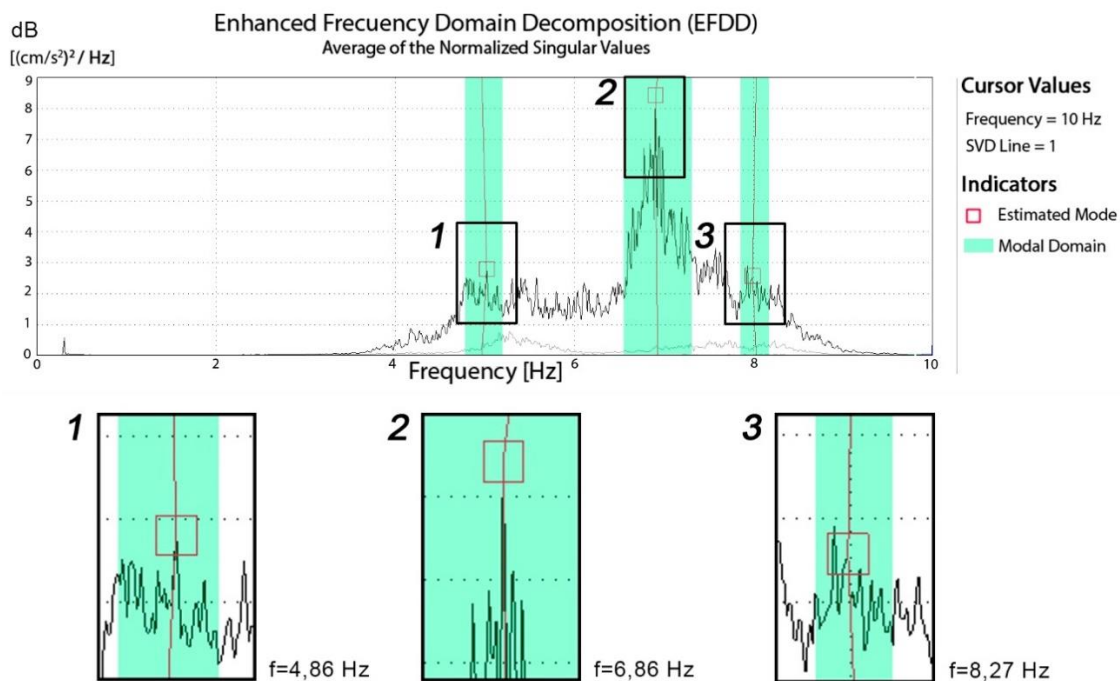


Figura 42. Espectro de respuesta. Identificación de los parámetros modales mediante el método EFDD.

De la forma presentada anteriormente fueron extraídos los parámetros modales (frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento modal y formas modales) del conjunto, para cada una de las fases de intervención. Para la validación de dichos parámetros se compararon ambos métodos de identificación modal en términos de porcentajes de diferencia entre las frecuencias



naturales y de valores MAC entre las formas modales. Los resultados obtenidos quedan recogidos en las [Tablas 8, 9 y 10](#).

**Tabla 8.** Resultados de OMA antes de los trabajos de rehabilitación (15 de abril, 2011). Frecuencias naturales (f), amortiguamiento modal ( $\xi$ ) y desviación estándar (Std).

	SSI				EFDD				MAC
	f (Hz)	Std. f	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	f (Hz)	Std. f	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
<b>Modo 1</b>	4.83	0.03	3.43	0.50	4.77 (1.2%)	0.08	2.2 (35%)	0.59	0.95
<b>Modo 2</b>	6.88	0.01	2.36	0.28	6.78 (1.4%)	0.10	1.1 (53%)	0.24	0.94
<b>Modo 3</b>	8.25	0.02	3.21	0.18	8.26 (0.1%)	0.13	1.2 (63%)	0.21	0.94

El porcentaje entre paréntesis indica el error relativo teniendo como referencia los resultados del método SSI.

**Tabla 9.** Resultados tras la primera fase de trabajo: paraguas de inyección (20 de abril, 2012). Frecuencias naturales (f), amortiguamiento modal ( $\xi$ ) y desviación estándar (Std).

	SSI				EFDD				MAC
	f (Hz)	Std. f	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	f (Hz)	Std. f	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
<b>Modo 1</b>	4.86	0.02	3.74	0.71	4.86 (0.1%)	0.05	2.2 (41%)	1.30	0.99
<b>Modo 2</b>	6.92	0.05	2.16	0.21	6.86 (0.8%)	0.03	0.8 (62%)	0.44	0.99
<b>Modo 3</b>	8.30	0.06	2.81	0.55	8.27 (0.4%)	0.08	1.8 (36%)	0.11	0.98

El porcentaje entre paréntesis indica el error relativo teniendo como referencia los resultados del método SSI.

**Tabla 10.** Resultados tras la segunda fase de trabajo: vaciado parcial del terreno (6 de abril, 2013). Frecuencias naturales (f), amortiguamiento modal ( $\xi$ ) y desviación estándar (Std).

	SSI				EFDD				MAC
	f (Hz)	Std. f	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	f (Hz)	Std. f	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
<b>Modo 1</b>	4.85	0.04	3.70	0.61	4.85 (0.1%)	0.06	2 (45%)	1.10	0.97
<b>Modo 2</b>	6.90	0.02	2.66	0.22	6.86 (0.5%)	0.05	1.7 (62%)	0.24	0.98
<b>Modo 3</b>	8.26	0.08	3.12	0.45	8.23 (0.4%)	0.10	1.6 (36%)	0.21	0.95

El porcentaje entre paréntesis indica el error relativo teniendo como referencia los resultados del método SSI.

A partir de los datos recopilados en las tablas anteriores, podemos observar que las pruebas de vibración ambiental permiten identificar con precisión los tres primeros modos en un rango de frecuencias de 0 a 10 Hz. Las frecuencias se identificaron con errores relativos inferiores al 1.5%, tomando como referencia los resultados del método de SSI. Los resultados del coeficiente de amortiguamiento tienen mayor variabilidad (hasta 63%). Con respecto a las formas de los modos, los valores MAC fueron siempre mayores a 0.94, lo cual nos indica una alta correspondencia entre las formas modales. En las tres campañas experimentales, los dos

primeros modos corresponden a movimientos de translación de los edificios, mientras que el tercero corresponde a un movimiento de rotación (Fig. 43).

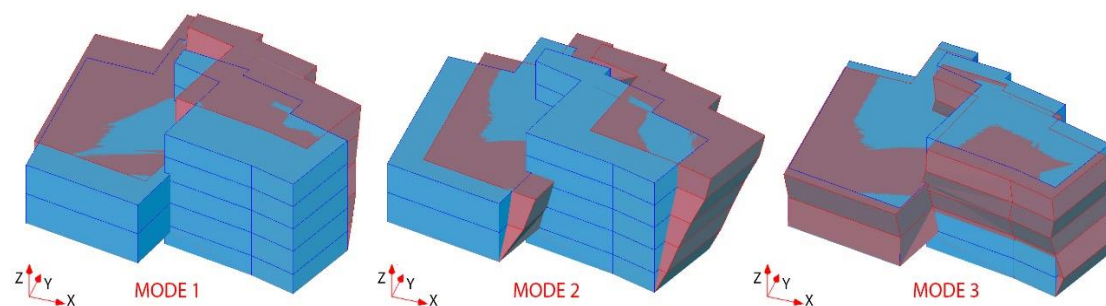


Figura 43. Formas modales del modelo experimental.

### Comparación de los parámetros modales

Como se ha expuesto anteriormente, el control de la intervención estructural llevada a cabo sobre el teatro fue realizado a través de pruebas de vibración ambiental. Por tanto, una vez hechas dichas pruebas y obtenidos los parámetros modales del conjunto mediante la aplicación de OMA, se procedió a su comparación. Como se puede observar en la Tabla 11, las diferencias entre las frecuencias naturales fueron siempre inferiores al 1%. Por lo tanto, se puede concluir que la rigidez estructural de los edificios no se está viendo afectada por las obras llevadas a cabo hasta la fecha.

Tabla 11. Comparación de frecuencias naturales (Hz) asociadas a cada campaña experimental.

	$f$ (antes de los trabajos) <sup>*1</sup>	$f$ (tras 1ª fase) <sup>*2</sup>	$f$ (tras 2ª fase) <sup>*3</sup>	Max. % de diferencia
<b>Modo 1</b>	4.83	4.86	4.85	0.61
<b>Modo 2</b>	6.88	6.92	6.90	0.57
<b>Modo 3</b>	8.25	8.30	8.26	0.60

Resultados de las frecuencias obtenidos por el método SSI. <sup>\*1</sup> 15 de abril, 2011. <sup>\*2</sup> 20 de abril, 2012. <sup>\*3</sup> 6 de abril, 2013.

### Calibración del modelo de elementos finitos

Con el fin de anticipar el comportamiento estructural del conjunto en las posteriores fases de los trabajos a realizar sobre el área del Teatro Romano de Cádiz, el equipo de investigación decidió llevar a cabo una predicción del comportamiento final del conjunto una vez las obras hubiesen finalizado. Para ello se presentaba como paso fundamental la disposición de un modelo numérico que ofreciera la confianza suficiente para realizar ese tipo de estimaciones. Para estudiar la fiabilidad del modelo de elementos finitos, inicialmente se llevó a cabo un primer análisis numérico modal para estimar las frecuencias naturales del conjunto. En la Tabla 12 se puede observar la comparación inicial entre las frecuencias naturales del modelo numérico con respecto al experimental.

Tabla 12. Comparación de frec. naturales obtenidas experimentalmente (SSI) y analíticamente (MEF).

Modos	$f_{SSI}$ (tras 1ª fase)	$f$ (MEF Inicial)	% de Diferencia	Valor MAC
Modo 1	4.86	5.59	15	0.91
Modo 2	6.92	7.88	13.9	0.89
Modo 3	8.30	9.36	12.8	0.78

Como puede observarse en la Tabla 12, los errores entre los parámetros modales experimentales y numéricos son elevados, a pesar del empleo de un modelo de elementos finitos muy detallado, siendo por tanto necesario realizar un ajuste del modelo de elementos finitos de la estructura con el objeto de que el mismo sea capaz de representar de forma adecuada el comportamiento de la estructura. Es por ello que se llevó a cabo la calibración del modelo numérico partiendo de los parámetros modales recopilados experimentalmente.

El proceso de calibración del modelo de elementos finitos seguido es el presentado en el apartado 2.2.2 del presente documento. De forma resumida, y con el fin de no repetir información, se adoptó como técnica de actualización un método iterativo basado en algoritmos genéticos. En primer lugar, fueron determinados los parámetros físicos de la estructura que presenten mayor incertidumbre o sensibilidad con su comportamiento modal estructural. Para ello se realizó un estudio de sensibilidad entre los diferentes parámetros posibles. Una vez llevado a cabo dicho estudio de sensibilidad, tres parámetros de calibración (módulos de elasticidad de la fábrica ( $E_m$ ), del terreno ( $E_s$ ) y de las bóvedas ( $E_v$ )) fueron seleccionados como aquellos que presentan mayor sensibilidad con el comportamiento dinámico de la estructura (Tabla 13). En este caso, la selección de un número mayor de parámetros dificultaría en exceso la compresión física del fenómeno de ajuste. Finalmente, se realizó la calibración del modelo de elementos finitos mediante la implementación del algoritmo genético en el programa MATLAB [62].

Tabla 13. Resumen de los resultados del proceso de calibración: Propiedades mecánicas.

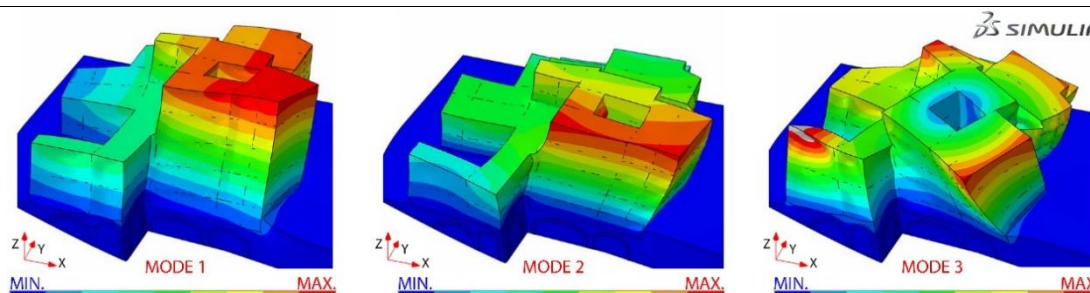
Parámetro de actualización	Valor Inicial	Intervalo de optimización		Valores actualizados
		Límite inferior	Límite superior	
$E_m$ (MPa)	2800	1500	3000	<b>2100</b>
$E_s$ (MPa)	1300	500	1500	<b>780</b>
$E_v$ (MPa)	13000	7000	18000	<b>10100</b>

La función objetivo del proceso fue definida a partir de los residuos generados por la diferencia entre las frecuencias naturales de vibración correspondientes a los tres primeros modos de vibración. Se declinó el uso de los desplazamientos modales debido a la irregularidad que presentan, hecho que generalmente ocurre en este tipo de edificaciones. Bajo dicho criterio la

función objetivo quedó definida por tres residuos y optimizada mediante el empleo de algoritmos genéticos, usando una población de 1000 vectores, y alcanzándose el mínimo tras 50 iteraciones. Una vez llevada a cabo la implementación del proceso, podemos ver en la [Tabla 14](#) como se mejora claramente la correlación entre las frecuencias naturales experimentales y numéricas, reduciendo la diferencia relativa entre frecuencias naturales e incrementando los valores de los ratios MAC ([Fig. 44](#)). Todos los parámetros modificados presentan valores que están dentro de su rango físico aceptable, facilitando el adecuado entendimiento del proceso de actualización y validando la convergencia del proceso de optimización empleado.

**Tabla 14.** Comparación de frec. naturales obtenidas experimentalmente (SSI) y analíticamente (MEF act.).

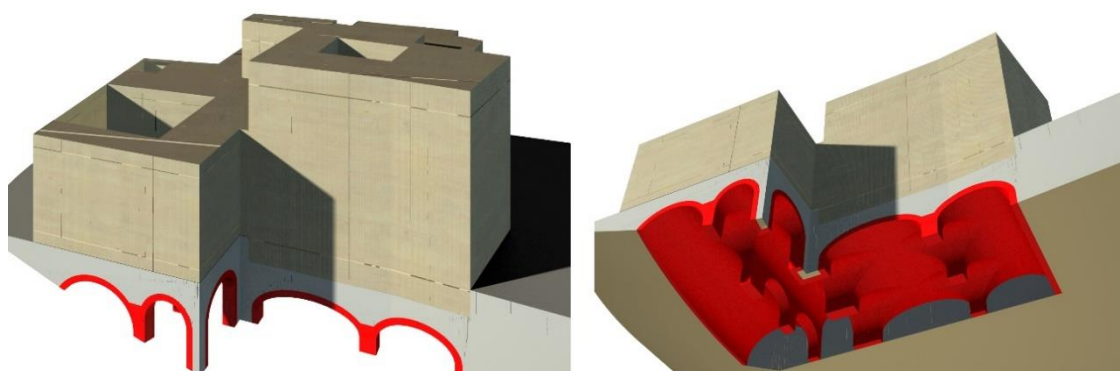
Modos	$f_{SSI}$ (tras 1ª fase)	$f$ (MEF actualizado)	% de Diferencia	Valor MAC
<b>Modo 1</b>	4.86	4.88	0.41	0.99
<b>Modo 2</b>	6.92	6.88	0.57	0.96
<b>Modo 3</b>	8.30	8.38	0.96	0.88



**Figura 44.** Formas modales del modelo numérico actualizado.

### Resultado: Predicción de la estabilidad estructural

Una vez que todos los parámetros constituyentes del modelo de EF habían sido ajustados, se realizó el modelo correspondiente a la fase final de obras ([Fig. 45](#)), de forma que fuera posible estudiar el efecto global dinámico que tiene la intervención sobre el conjunto estructural.



**Figura 45.** Modelo de elementos finitos correspondiente a la fase final de la intervención.

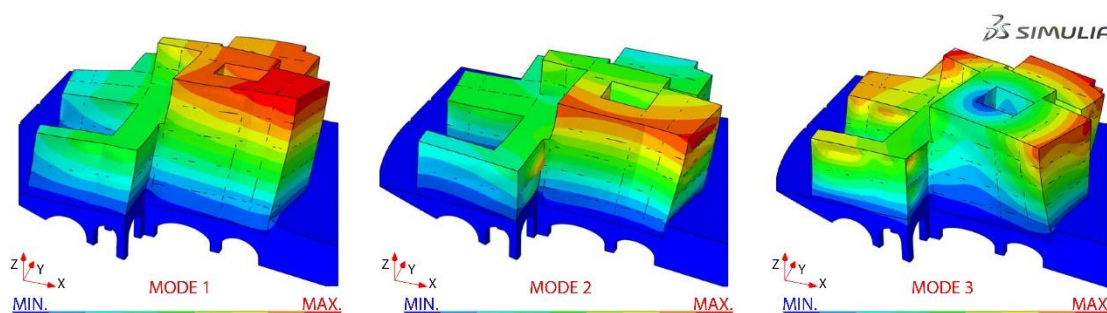
Se analizó dinámicamente el nuevo modelo de EF con la finalidad de estudiar así el efecto global de la intervención. Los resultados obtenidos se resumen en la [Tabla 15](#) y confirman que la intervención estructural en el teatro no debe modificar de manera significativa el

comportamiento dinámico de los edificios, ya que sólo se prevén pequeñas variaciones en las frecuencias antes y después del proyecto. Las formas modales asociadas a cada una de las frecuencias también son similares a las obtenidas en el modelo inicial (Fig. 46), con una buena correlación MAC (Tabla 15). Por lo tanto, se espera que globalmente el proyecto de intervención estructural no modifique significativamente la rigidez estructural de los edificios. En cualquier caso, está prevista una última campaña experimental al final de las obras con el fin de confirmar las predicciones realizadas.

**Tabla 15.** Comparación de frecuencias (Hz) obtenidas antes ( $f_{SSI}$ ) y después de la intervención ( $f_{FINAL\ MEF}$ ).

Modos	$f_{SSI}$ (antes de los trabajos)	$f_{FINAL\ MEF}$ (después de los trabajos)	MAC Value
<b>Modo 1</b>	4.83	4.87 (0.82%)	<b>0.99</b>
<b>Modo 2</b>	6.88	6.85 (0.43%)	<b>0.95</b>
<b>Modo 3</b>	8.25	8.37 (1.45%)	<b>0.86</b>

El porcentaje entre paréntesis indica el error relativo teniendo como referencia los resultados del método SSI.



**Figura 46.** Formas modales del modelo numérico final (FINAL MEF).

## Conclusiones

El Análisis Modal Operacional (OMA) se ha aplicado en el área del Teatro Romano de Cádiz para controlar la intervención que se está llevando a cabo sobre él, y para predecir los efectos de ésta al finalizar la obra. Este control se ejecutó mediante pruebas de vibración ambiental y modelos numéricos de elementos finitos. Las propiedades mecánicas de los modelos numéricos fueron inicialmente extraídas de bibliografía, para posteriormente ser ajustadas a partir de la comparación entre el comportamiento dinámico del modelo numérico de EF y los datos recabados in situ (modelo experimental).

Una vez comparados los datos relativos a las mediciones experimentales realizadas antes y después de la ejecución de los paraguas de inyección que conforman las bóvedas (Fig. 47), se evaluó el comportamiento dinámico del complejo sin detectarse importantes modificaciones: diferencias entre frecuencias naturales siempre menores al 1 %, que indican que la rigidez estructural del conjunto no se ha visto modificada.



Figura 47. Área del Teatro Romano de Cádiz. Bóvedas de hormigón ya conformadas (marzo, 2012).

A su vez, los datos medidos in situ se emplearon para calibrar el modelo de EF, de forma que éste quedara preparado para prever el comportamiento dinámico del complejo al finalizar los trabajos. La predicción dinámica realizada a partir del modelo final indica que la rigidez estructural del conjunto no se verá afectada por las labores de excavación, lo cual proporciona la seguridad suficiente para afrontar las labores de extracción de tierras (fase final de obras). Se estimó que la rigidez del conjunto no se verá afectada con la intervención debido a que los valores de las frecuencias naturales no se ven modificados (Tabla 15), valores de los que depende directamente la rigidez estructural.



### 3.2.2 Capilla de la Jura (Jerez de la Frontera, España) (CASO C2) (Ver anejos C y D)

A continuación se presenta la caracterización dinámica de la Capilla de la Jura, construcción del s. XVI de marcado estilo gótico y situada como capilla anexa a la iglesia de San Juan de los Caballeros (Jerez de la Frontera, España). Al igual que en el área del Teatro Romano de Cádiz, se planteó una intervención estructural sobre la capilla, lo cual nos ofreció la oportunidad de volver a utilizar el análisis modal operacional como técnica para llevar a cabo su evaluación.

Existen dos grandes puntos a destacar en el desarrollo de este caso de estudio, los cuales ofrecen una serie de peculiaridades no tratadas en el caso anteriormente presentado. Por un lado, la gran diferencia que ofrece este caso se entiende en términos de escala, puesto que la capilla de la Jura, y en concreto su cúpula, aparecen como elementos históricos de tamaños realmente reducidos. De esta forma podemos evaluar la utilidad o no de la técnica OMA para caracterizar elementos constructivos más concretos. Por otro lado, y debido a la dificultad que supone en algunas ocasiones realizar un levantamiento teórico del objeto de estudio, se incorporó el uso de la fotogrametría como una técnica de gran utilidad para definir fielmente la geometría de dicho objeto. De esta forma, se pretende evaluar la utilidad de la mencionada técnica para eliminar una de las muchas suposiciones a las que nos enfrentamos al generar un modelo numérico del objeto de estudio.

#### Descripción de la Capilla de la Jura

La Capilla de la Jura, que data del siglo XVI, se encuentra en la iglesia de San Juan de los Caballeros, una de las seis iglesias históricas creadas por el rey Alfonso X el Sabio sobre las antiguas mezquitas en Jerez de la Frontera (Cádiz, España) [63, 64]. La capilla se sitúa en el lado del Evangelio anexa al ábside (Fig. 48).



Figura 48. Iglesia de San Juan de los Caballeros. Situación de la Capilla de la Jura.

El recinto posee planta cuadrada de 5 m de lado, a partir de la cual se levantan cuatro muros de fábrica de bloques de piedra. La cubierta, una bóveda estrellada, está compuesta por nervios de piedra y plementería de fábrica de ladrillo de 30 cm de espesor. El arranque de dichos nervios está constituido por columnillas suspendidas con capiteles fitomorfos de piedra, y su perfil consiste en varias molduras que terminan en un baquetón de remate plano (Fig. 49).



Figura 49. Vista interior y exterior de la capilla de la Jura.

Con el fin de analizar el estado de conservación de la bóveda se llevó a cabo un estudio geométrico de la misma (Fig. 50). Sin embargo, los desplazamientos, grietas y desplomes que han sufrido algunos de los elementos constituyentes del conjunto son de tal magnitud que fue necesario recurrir a técnicas fotogramétricas para reflejar fielmente la geometría actual de la bóveda. Dichas lesiones pueden ser fácilmente observadas en la Fig. 51.

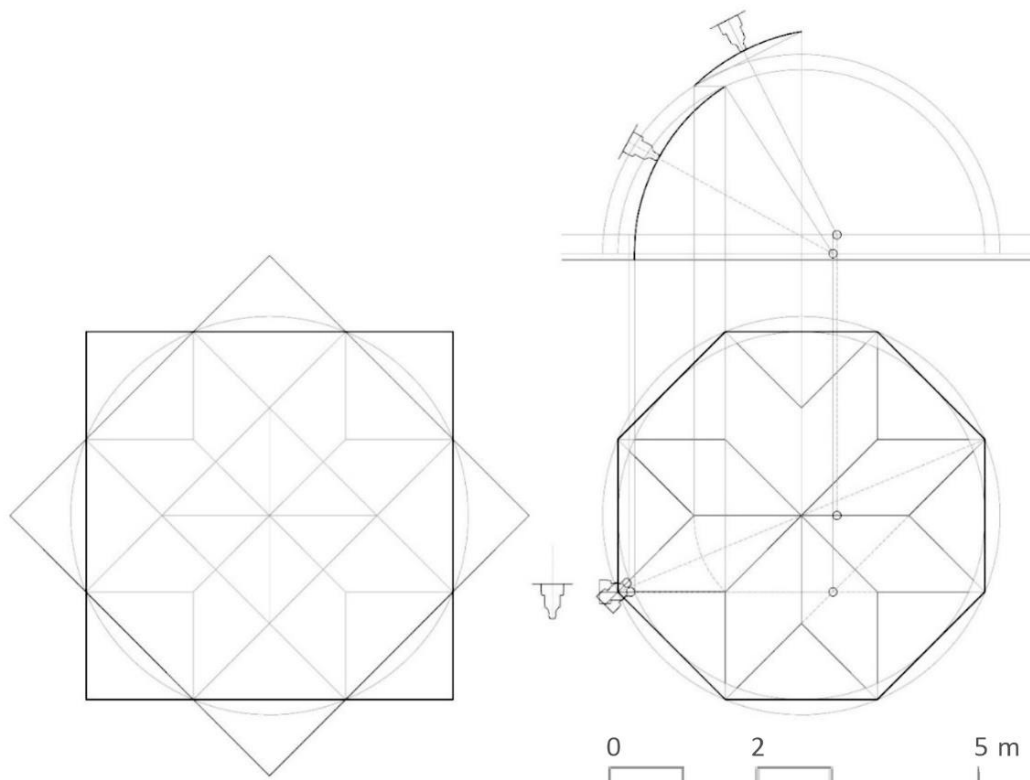


Figura 50. Estudio geométrico de la cúpula.





Figura 51. Grietas y desplazamientos en los nervios.

En un principio, el objeto principal de la intervención no perseguía más que poner en valor todos aquellos elementos a conservar, así como documentar todos ellos. Sin embargo, una vez descubiertas las grietas que se muestran en la imagen anterior, en el año 2013, se decidió llevar a cabo una intervención estructural sobre la capilla. Dicha intervención se propuso reparar las numerosas heridas que le ha provocado el tiempo a través de una serie de refuerzos (Fig. 52). Dichos refuerzos pueden resumirse en la ejecución de un enfoscado interior para regularizar la superficie, la conexión de los nervios agrietados con una varilla metálica en forma de aspas ancladas a la plementería y a su vez fijadas con resina y, por último, la colocación de un par de bandas de fibra de carbono en las primeras hiladas de la plementería (zona bajo esfuerzo de tracción).

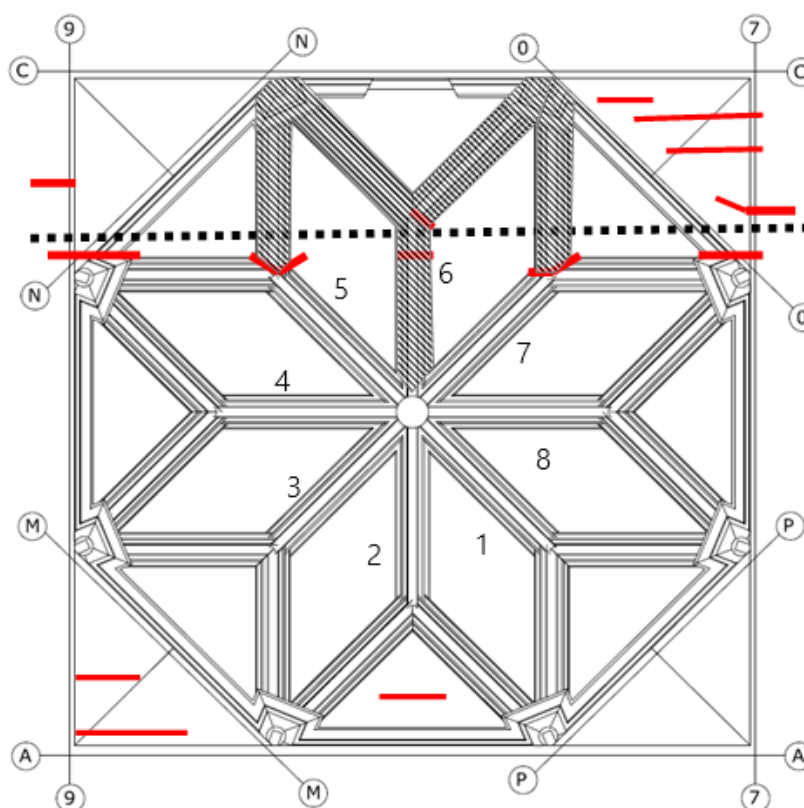


Figura 52. Situación de las grietas de la cúpula en planta.

### Modelo de elementos finitos: Fotogrametría

El uso de la técnica fotogramétrica [65, 66] se presenta en el objeto de estudio como una herramienta fundamental para poder llevar a cabo el levantamiento geométrico, debido a la imposibilidad de llevar a cabo dicho levantamiento de forma teórica por los motivos expuestos en el apartado anterior. El software usado para tal fin fue *PhotoScan* [67] (Fig. 53).



Figura 53. Levantamiento fotogramétrico del trasdós de la bóveda.

PhotoScan es un software diseñado para procesar imágenes digitales y, mediante la combinación de técnicas de fotogrametría digital y visión por computador, generar una reconstrucción 3D del objeto, todo ello con un error máximo de 2 píxeles. Funciona generando nubes de puntos editables a partir de múltiples imágenes, utilizando siempre sistemas de referencia cartográficos estándar (Fig. 54). En este caso de estudio, dichas nubes de puntos fueron tratadas con el módulo Quik Surface Recostrution del software *Catia* V5 [68], con el fin de obtener las superficies resultantes (Fig. 54). Posteriormente, y a través de una estación total, se definieron tres puntos que sirvieron de base para situar y escalar el modelo.

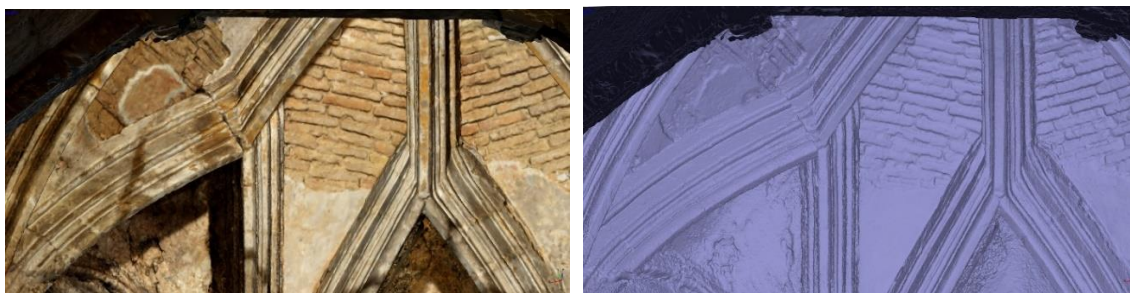


Figura 54. Levantamiento fotogramétrico del intradós y posterior tratamiento en CATIA V5.

Son numerosas las ventajas que ha presentado la utilización de esta técnica en este caso de estudio. Entre ellas, su bajo coste económico en comparación con el coste que suponía hacer un escaneado tridimensional, el hecho de simplificar el levantamiento topográfico permitiendo la medición rápida de entornos complejos cuando se dispone de un punto de vista adecuado, minimizar los tiempos de medición y reducir los riesgos laborales. Por último, señalar la ventaja que supone el modelar fielmente la geometría del conjunto, puesto que a la hora de actualizar el modelo numérico (Fig. 55) los parámetros de actualización no tendrán que absorber los



errores provocados por una inexacta definición geométrica. Por otro lado, algunos de los inconvenientes detectados son la necesidad de utilizar dianas para barridos en diferentes días y el elevado coste computacional en lo relativo al tamaño del archivo generado, compuesto por millones de puntos para poder así conseguir un alto nivel de precisión local.

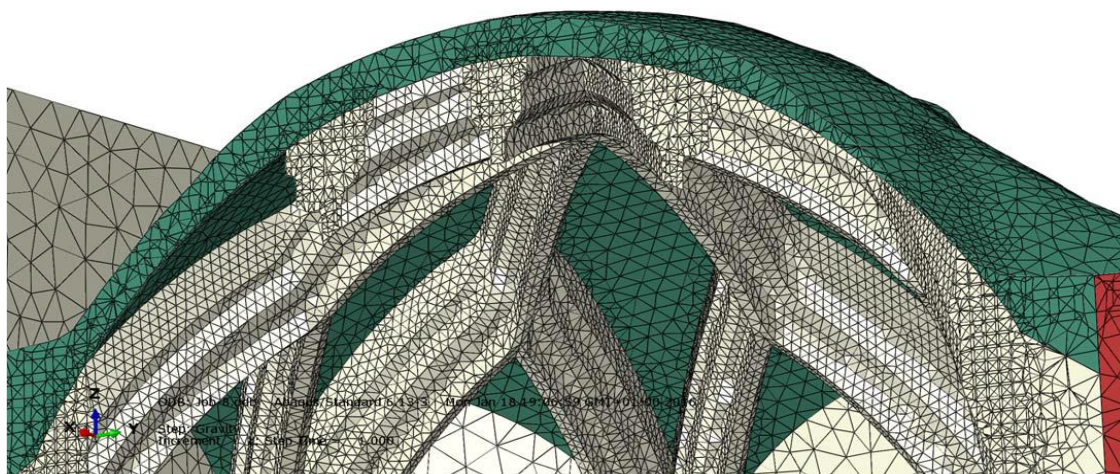


Figura 55. Modelo de elementos finitos generado a partir de técnicas fotogramétricas.

### Pruebas de vibración ambiental y Análisis Modal Operacional

A continuación, se presentan las pruebas de vibración ambiental y la aplicación del análisis modal operacional como técnica para identificar experimentalmente las propiedades dinámicas de la cubierta de la capilla de la Jura, antes y después de la intervención. Al igual que el caso anterior, como primer punto en el proceso de aplicación del análisis modal operacional se utilizó el modelo numérico inicial para decidir la posición de los acelerómetros de referencia. Como podemos ver en la Fig. 56, en los puntos con mayor desplazamiento modal se situaron los dos acelerómetros de referencia. El resto de los acelerómetros se fueron moviendo a lo largo de los 15 puntos restantes situándose en las tres direcciones principales. Esta configuración sería la misma en las pruebas de vibración ambiental realizadas después de la intervención.

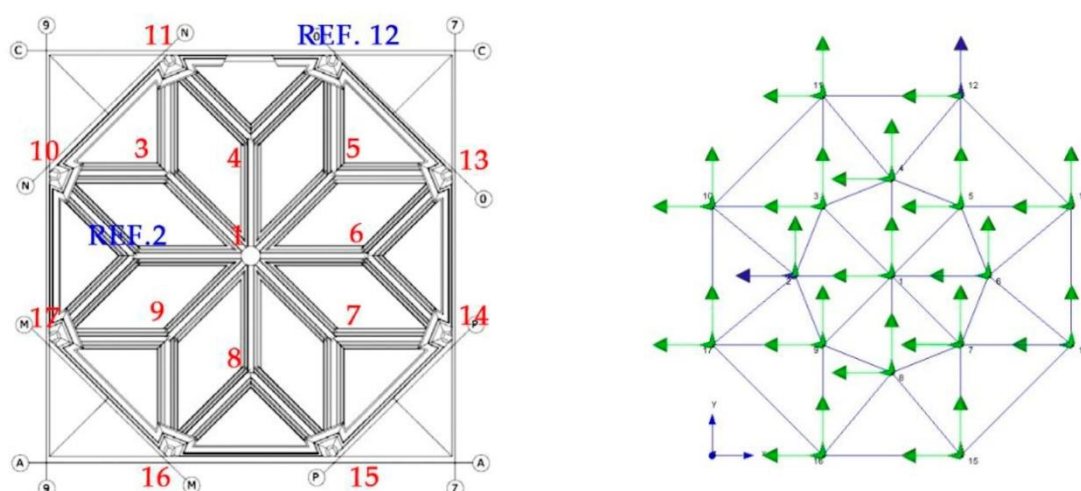


Figura 56. Situación de los puntos de medida. Acelerómetros de referencia en los puntos 2 y 12.

En lo que se refiere a la planificación de los ensayos, se llevaron a cabo dos campañas experimentales, antes (abril de 2015) y después (septiembre de 2015) de las obras, siguiendo

en ambos la misma configuración. Fue necesario llevar a cabo un total de 9 medidas, de 12 minutos cada una de ellas, para poder cubrir con los 8 acelerómetros uniaxiales disponibles los 17 puntos de medida definidos en la figura 56. El equipo empleado para llevar a cabo el proceso de toma y tratamiento de datos fue el utilizado en el caso del Teatro Romano de Cádiz. Recordamos que los métodos de identificación modal utilizados fueron el EFDD (Fig. 57), en el dominio de la frecuencia, y el SSI (Fig. 58), en el dominio del tiempo.

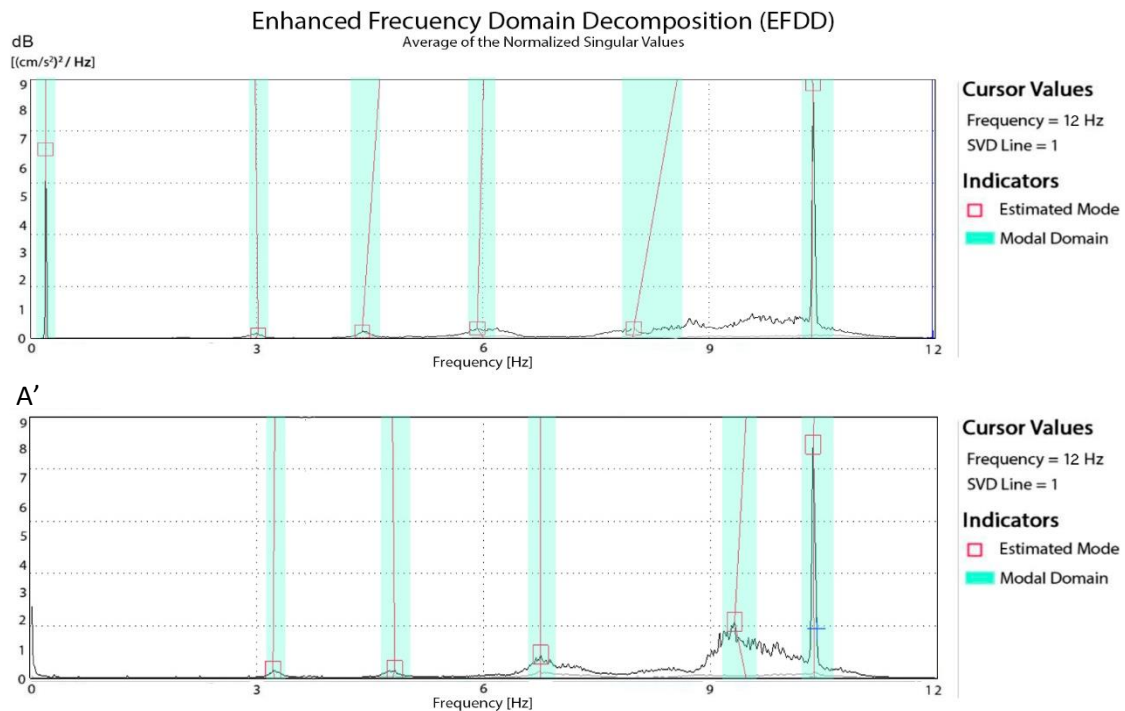


Figura 57. Tratamiento de datos con el método EFDD antes (A) y después de los trabajos (A').

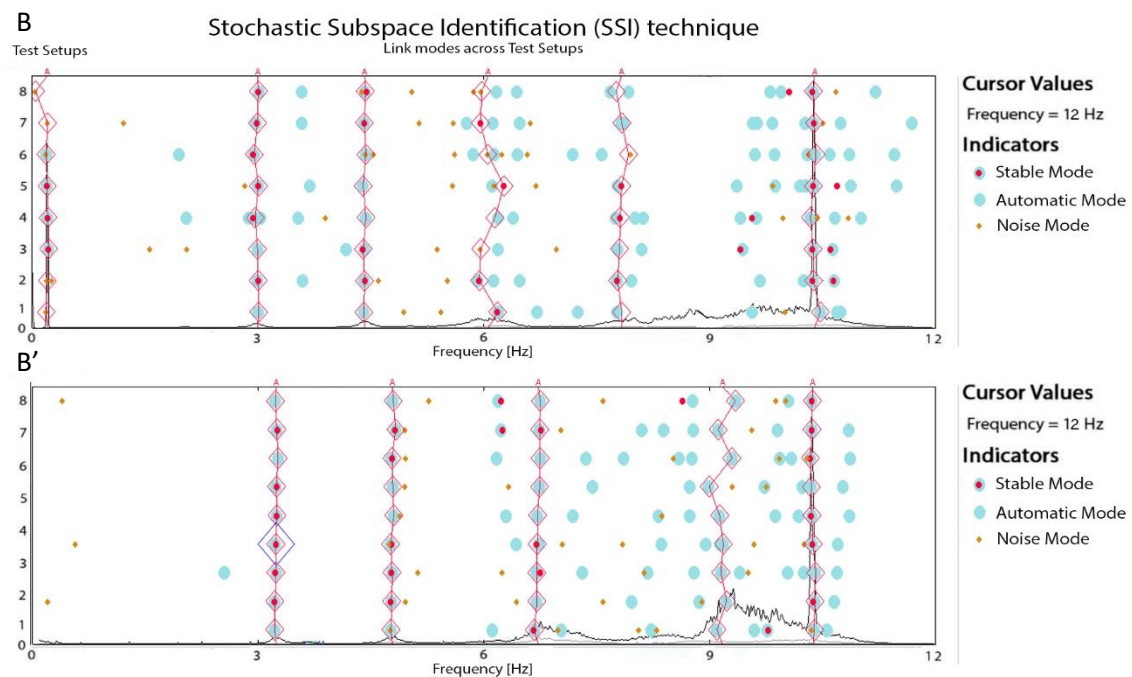


Figura 58. Tratamiento de datos con el método SSI antes (B) y después de los trabajos (B').

Una vez tratados todos los datos recopilados, los parámetros modales obtenidos antes y después de la intervención quedan recogidos en las [Tablas 16 y 17](#):

**Tabla 16.** Resultados de OMA antes de los trabajos (12 de abril, 2015):  
Frecuencias naturales ( $f$ ), amortiguamiento modal ( $\xi$ ) y desviación estándar (Std).

	SSI				EFDD				MAC
	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
<b>Modo 1</b>	0.20	0.02	4.62	7.50	0.19 (1.5%)	0.00	3.6 (21%)	0.24	0.88
<b>Modo 2</b>	2.99	0.02	3.00	0.4	2.97 (0.7%)	0.02	2.75 (8%)	0.57	0.98
<b>Modo 3</b>	4.41	0.01	2.40	0.45	4.59 (3.9%)	0.60	1.2 (50%)	1.10	0.91
<b>Modo 4</b>	6.00	0.09	4.16	1.28	6.01 (0.1%)	0.07	1.8 (55%)	1.19	0.89
<b>Modo 5</b>	7.82	0.02	2.84	0.34	8.03 (2.5%)	0.36	0.7 (74%)	0.82	0.85
<b>Modo 6</b>	10.4	0.04	0.95	0.97	10.4 (0.0%)	0.03	0.3 (71%)	0.34	0.98

El porcentaje entre paréntesis indica el error relativo teniendo como referencia los resultados del método SSI.

**Tabla 17.** Resultados de OMA una vez finalizados los trabajos (10 de septiembre, 2015).  
Frecuencias naturales ( $f$ ), amortiguamiento modal ( $\xi$ ) y desviación estándar (Std).

	SSI				EFDD				MAC
	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
<b>Modo 1</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>Modo 2</b>	3.24	0.01	3.33	0.29	3.23 (0.1%)	0.01	2.0 (40%)	0.67	0.99
<b>Modo 3</b>	4.77	0.02	2.58	0.20	4.77 (0.1%)	0.04	0.9 (65%)	0.61	0.87
<b>Modo 4</b>	7.25	0.03	4.82	0.57	7.20 (0.5%)	0.09	0.8 (83%)	0.18	0.85
<b>Modo 5</b>	8.97	0.08	3.82	0.74	9.01 (0.5%)	0.07	1.8 (52%)	0.34	0.81
<b>Modo 6</b>	10.4	0.02	0.40	0.22	10.4 (0.0%)	0.01	0.1 (75%)	0.01	0.99

El porcentaje entre paréntesis indica el error relativo teniendo como referencia los resultados del método SSI.

En primer lugar, cabe destacar la bondad de los resultados obtenidos en las dos campañas experimentales. Seis y cinco modos de vibración fueron identificados respectivamente en un rango de frecuencia de 0 a 12 Hz. Los porcentajes de diferencia entre los dos métodos de identificación modal utilizados (EFDD y SSI) siempre fueron menores al 4%, y el valor MAC de comparación entre ellos superior a 0.8.

Es de resaltar, que el primer modo de vibración localizado antes de la intervención (0.2 Hz), se trata de un modo de vibración con una frecuencia realmente baja para este tipo de estructuras. La explicación a la existencia de dicho modo es la grieta existente en uno de los nervios que



podemos observar en la Fig. 51, la cual provoca el movimiento libre de tal nervio bajo esa frecuencia de excitación, dando así lugar a un modo local de la estructura. Una vez llevadas a cabo las labores de reparación, este modo de vibración desaparece.

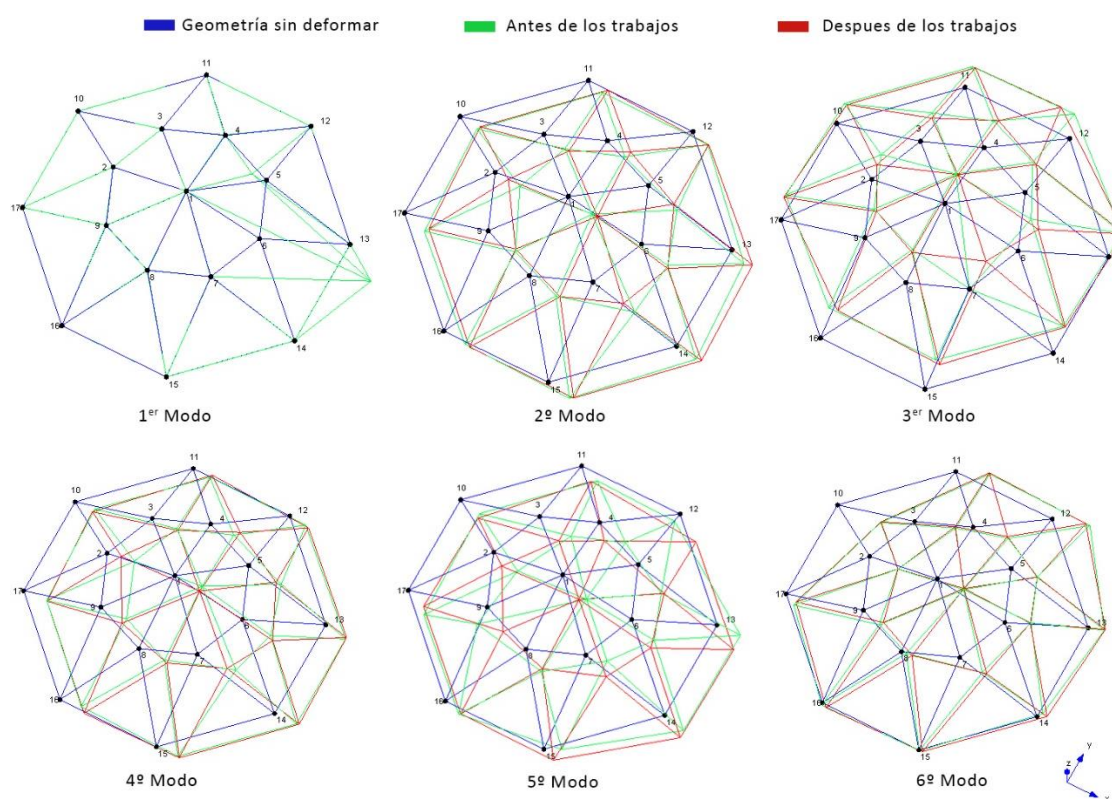
En la Tabla 18 se comparan las frecuencias naturales asociadas a los modos de vibración antes y después de las labores de rehabilitación de la capilla.

**Tabla 18.** Comparación de frecuencias (Hz) obtenidas antes ( $f_{SSI}$ ) y después de la intervención ( $f_{FINAL MEF}$ ).

Modos	$f_{EFDD}$ (antes de los trabajos) <sup>*1</sup>	$f_{EFDD}$ (después de los trabajos) <sup>*2</sup>	Max. % de diferencia
<b>Modo 1</b>	0.19	-	-
<b>Modo 2</b>	2.97	3.24	<b>+ 8.76</b>
<b>Modo 3</b>	4.59	4.77	<b>+ 3.85</b>
<b>Modo 4</b>	6.01	7.20	<b>+ 19.94</b>
<b>Modo 5</b>	8.03	9.01	<b>+ 12.21</b>
<b>Modo 6</b>	10.4	10.4	<b>+ 0.00</b>

Resultados de las frecuencias obtenidos por el método EFDD. <sup>\*1</sup> 12 de abril, 2015. <sup>\*2</sup> 10 de septiembre, 2015.

En la Fig. 59 se comparan las formas modales obtenidas antes y después de la intervención, donde se plasma tanto la desaparición del primero modo local comentado anteriormente, como las diferencias apreciadas en el resto de ellos.



**Figura 59.** Formas modales obtenidas con el método SSI antes (verde) y después de los trabajos (rojo).

Obviando el caso del primer modo comentado anteriormente, de la comparación de los datos experimentales medidos antes y después cabe destacar el significativo aumento de las frecuencias naturales asociadas a cada uno de los modos de vibración (con la excepción del sexto modo de vibración, el cual no ve variada su frecuencia natural asociada). Este hecho lleva a constatar el aumento de rigidez que ha tenido la estructura de la capilla de la Jura tras las labores realizadas, según lo expuesto en el punto 2.1.3.1 (pág. 30) del presente trabajo de investigación.

### **Conclusiones**

En el presente caso de aplicación se ha llevado a cabo la evaluación de una intervención estructural mediante pruebas de vibración ambiental sobre la capilla de la Jura, en Jerez de la Frontera. El objetivo marcado fue caracterizar dinámicamente el objeto de estudio, antes y después de dichas intervenciones, para analizar los posibles efectos sufridos en la estructura por la intervención realizada.

Por un lado, una de las principales premisas del trabajo era avanzar en la eficiencia de OMA como técnica para caracterizar dinámicamente elementos concretos de una estructura histórica. Una vez realizadas las campañas experimentales y el tratamiento de los datos, seis y cinco modos de vibración fueron identificados respectivamente en un rango de frecuencia de 0 a 12 Hz. Los porcentajes de diferencia entre los dos métodos de identificación modal utilizados (EFDD y SSI) siempre fueron menores al 4%, y el valor MAC de comparación entre ellos superior a 0.8. Basándonos en los resultados expuestos se puede llegar a concluir la eficiencia del Análisis Modal Operacional para identificar experimentalmente propiedades dinámicas de este tipo de elementos caracterizados por su marcado carácter local.

Por otro lado, se concluye que las obras de reparación llevadas a cabo sobre la capilla de la Jura producen un aumento de su rigidez estructural, puesto que los valores de las frecuencias naturales asociadas a cada uno de los modos se ven significativamente aumentadas (entre el 3 y 20%).

Como futuro trabajo, en la actualidad se están utilizando las propiedades dinámicas identificadas para llevar a cabo la calibración del modelo tridimensional de elementos finitos, generado con la técnica fotogramétrica. Se ha introducido el uso de dicha técnica con el objetivo cumplido de minimizar en gran medida el nivel de incertidumbre inicial que existía en la geometría de la estructura. Una vez el modelo de EF haya sido calibrado se llevará a cabo un análisis estructural exhaustivo de la capilla de la Jura.





### 3.2.3 Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera, España) (CASO C3) (Ver anejo E)

En el tercer caso de estudio de esta tesis doctoral se presenta la aplicación de la técnica OMA sobre la Iglesia de Santiago, que al igual que en el caso anterior, se localiza en la ciudad de Jerez de la Frontera. Se trata de un edificio de marcado carácter gótico que se comenzó a construir tal y como se conoce hoy en día a finales del siglo XV.

Nuevamente, surge la oportunidad de aplicar la técnica modal para llevar a cabo la evaluación de una intervención estructural sobre el objeto de estudio. La peculiaridad que ofrece este caso en concreto es la gran envergadura que presenta la intervención estructural que actualmente sigue desarrollándose sobre la Iglesia. Es por ello que, por el momento, solo se cuenta con la caracterización dinámica de la Iglesia de Santiago antes de que comenzaran las obras. Una vez éstas hayan finalizado se procederá a la evaluación de las mismas caracterizando nuevamente el objeto de estudio.

#### Descripción de la Iglesia de Santiago

La Iglesia de Santiago (Fig. 60) de Jerez de la Frontera se encuentra situada fuera del recinto amurallado de la histórica ciudad medieval. Se comienza su construcción a finales del siglo XV y continúa la primera mitad del siglo XVI. Se trata de una notable construcción gótica a la que se le han añadido posteriormente, en estilo barroco, la torre, la espadaña y la Capilla del Sagrario. Se podría inscribir como una construcción inscrita en el gótico final, donde el purismo y la desnudez de sus formas son las notas dominantes en las que se sigue en gran medida la pauta marcada por la catedral de Sevilla.



Figura 60. Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera).

Las trazas de la actual iglesia de Santiago (Fig. 61), son atribuidas a Alonso Rodríguez, maestro mayor de la Catedral hispalense entre los años 1496 y 1513. La similitud entre las trazas de los dos templos es importante, hasta el punto de que Teodoro Falcón Márquez afirma que la Iglesia de Santiago es la herencia más directa de la Catedral de Sevilla [69].

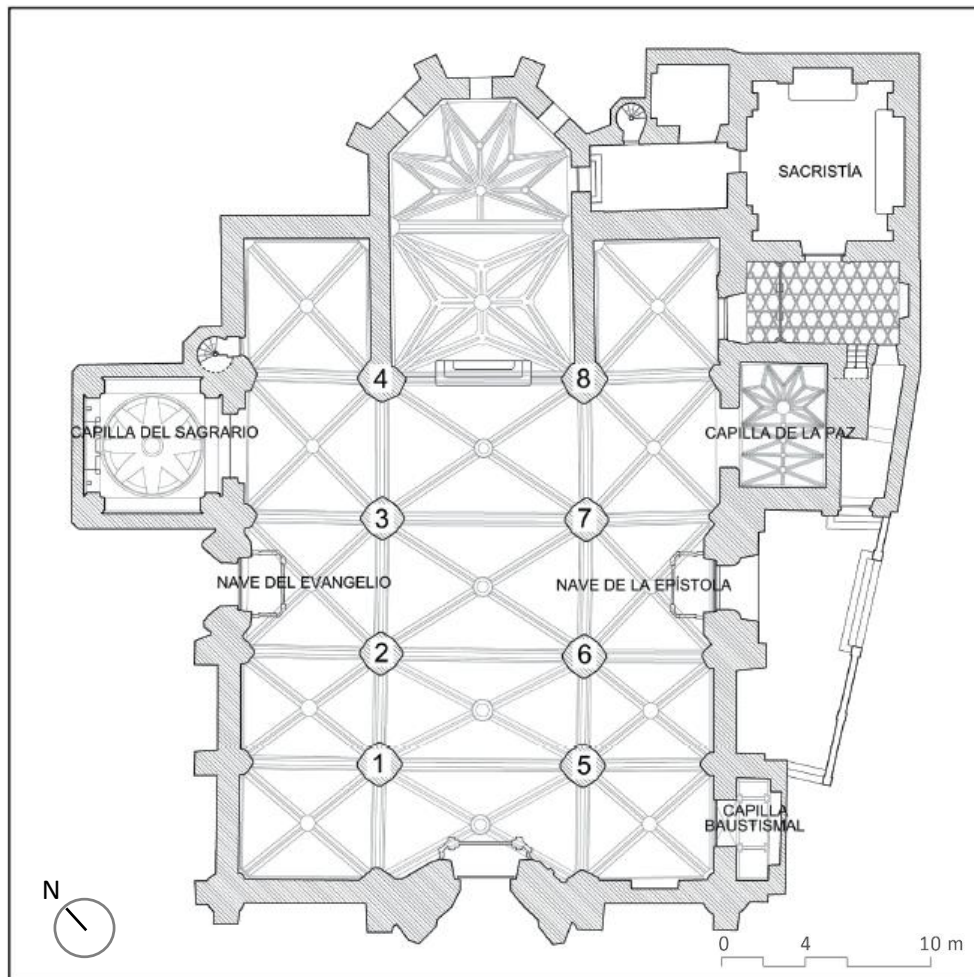


Figura 61. Planta actual de la Iglesia de Santiago.

La iglesia, de planta rectangular, consta de tres naves, la central de mayor altura, cubiertas con bóvedas de crucería sustentadas por seis pilares exentos decorados con baquetones sobre basas bulbosas. El ábside, pentagonal, presenta ventanas a gran altura sobre la línea de imposta. El resultado es una estructura de dimensiones 43x25 m<sup>2</sup> en planta y una altura máxima aproximada de 20 m en la nave central.

Las tres portadas del edificio son góticas. La puerta de la epístola se sitúa entre dos contrafuertes, y está decorada profusamente con motivos vegetales y antropomórficos. La del evangelio, en cambio, carece de la rica decoración de la anterior resultando una versión simplificada de la misma. La fachada principal, desarrollada entre dos contrafuertes, se divide en dos cuerpos. La parte inferior, que corresponde a la puerta de ingreso, se resuelve mediante un arco apuntado y abocinado coronado por un gablete, mientras que la superior lleva otro arco apuntado en el que se inscribe una hornacina. Tanto ésta como la torre que remata la fachada se deben a las trazas de Diego Moreno Meléndez y se construyeron entre 1663 y 1673.

Son numerosos los acontecimientos sufridos por la iglesia a lo largo de la historia que hicieron cambiar su configuración hasta la geometría que presenta actualmente [69]. Para mayor información se remite al anejo E.

Tras numerosas obras de reparación y reconstrucción documentadas desde el s. XVII, en 2003 la iglesia volvió a mostrar signos de inestabilidad, manifestados a través de grietas en prácticamente todos los pilares salvo el pilar 1 y de forma más aguda en el pilar 2 y en el muro de la capilla Bautismal (Fig. 62). Poco tiempo después, a principios del año 2005, se llevó a cabo un análisis detallado de la estructura a partir del cual se concluyó el cierre del templo por peligros de derrumbe. Desde entonces la iglesia permaneció cerrada, hasta que en febrero del año 2014 diera comienzo una gran intervención de rehabilitación que tenía como premisa fundamental la consolidación de la estructura. Para ello, se está utilizando la técnica de inyección armada a partir de la ejecución de abanicos de inyecciones verticales y subhorizontales bajo los elementos indicados en la Fig. 62. Todas las inyecciones se realizan con mezclas estables de cemento-bentonita [58, 59].

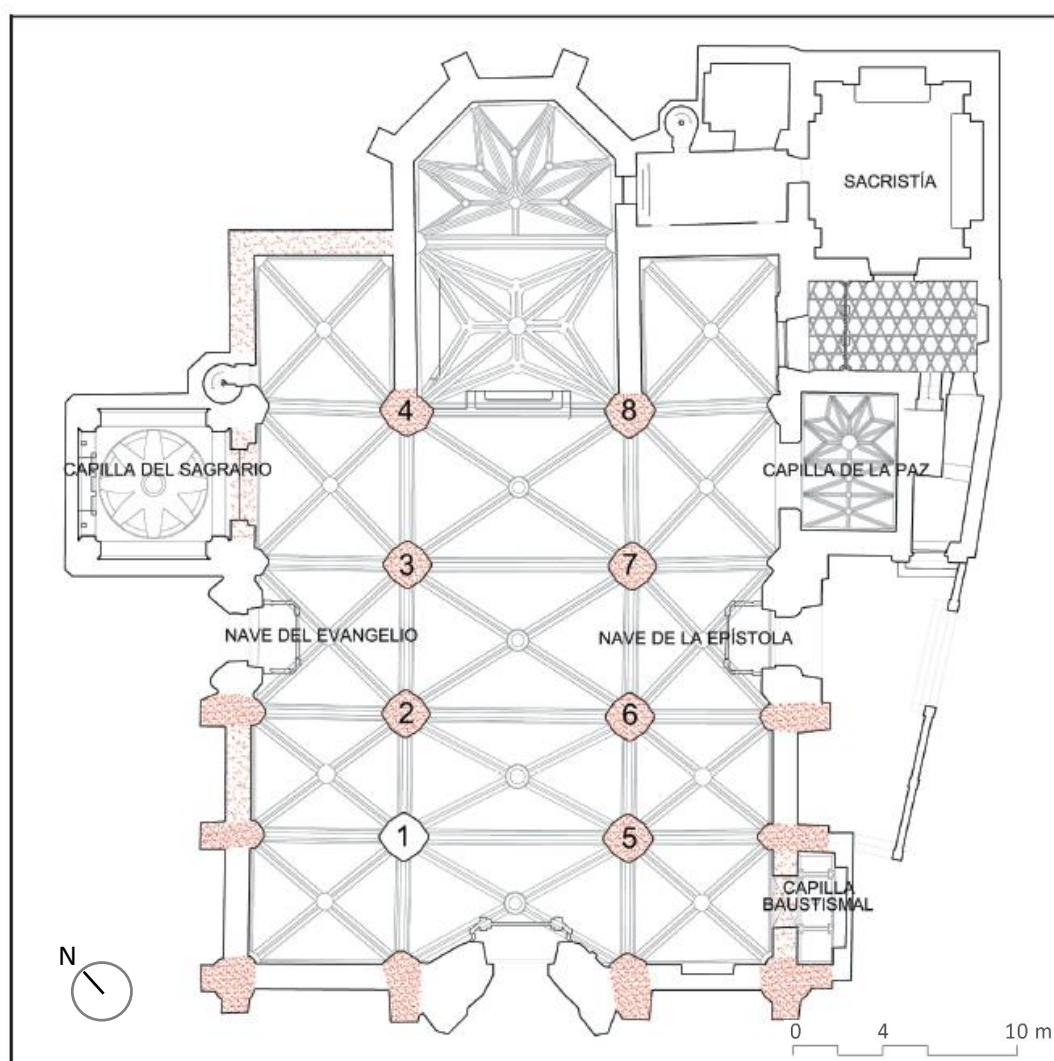


Figura 62. Planta de los elementos a consolidar mediante inyección (en rojo).



Con objeto de evaluar la posible mejora estructural de la iglesia y avanzar en la aplicación de la técnica OMA sobre este tipo de edificaciones, se planteó, antes del comienzo de las mismas, la realización de una campaña experimental para caracterizar dinámicamente el edificio. La presentación de dicha campaña y los resultados obtenidos se desarrollan en el siguiente punto.

### Modelo de elementos finitos

Al igual que en los casos anteriores, para llevar a cabo la aplicación del Análisis Modal Operacional se generó un modelo de elementos finitos previo. Debido a la complejidad del objeto de estudio, éste se modeló utilizando un mallado constituido por elementos tipo shell y elementos tipo barra (Fig. 63). Se escogieron estos tipos de elementos pues se consideró que reproducen el comportamiento de una estructura gótica, donde la geometría total es el resultado de la adición de nervios y elementos superficiales. En total, el modelo consta de aproximadamente 50000 elementos y 40000 nodos.

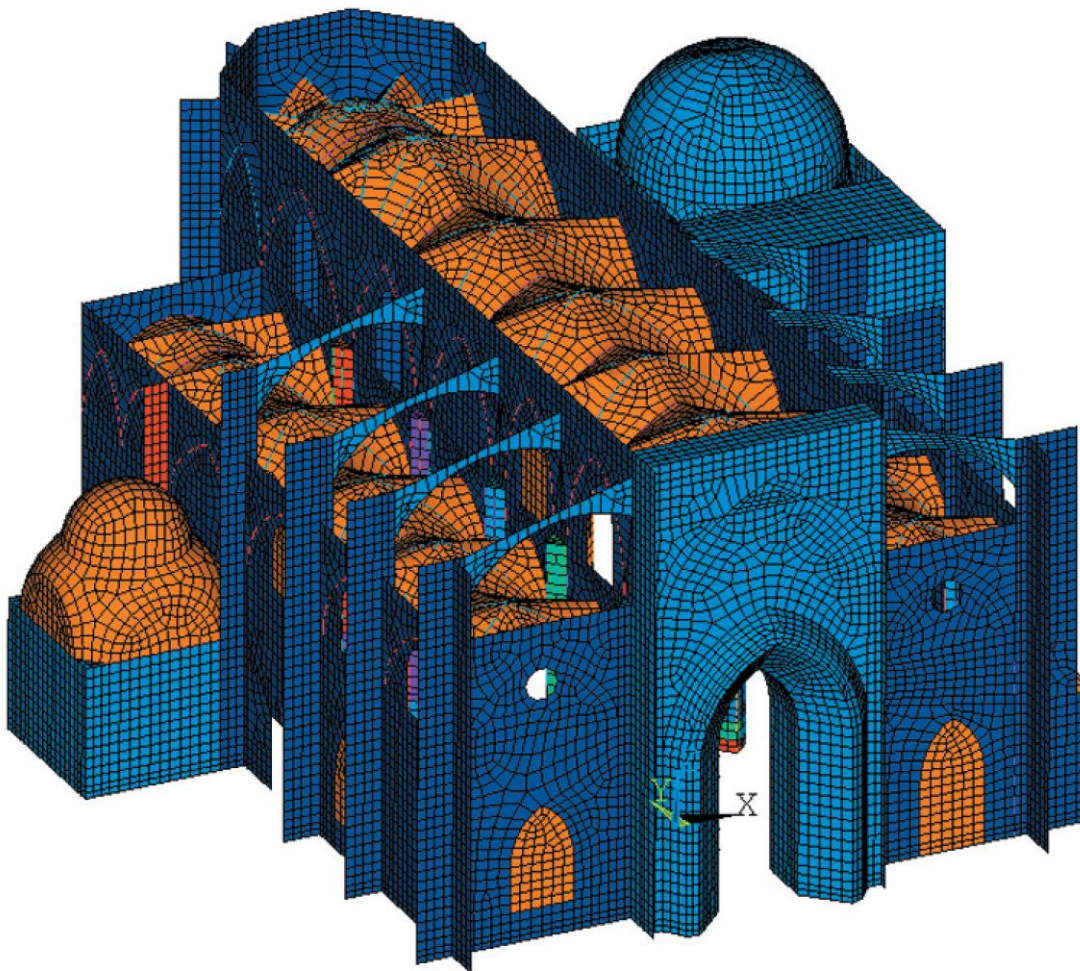
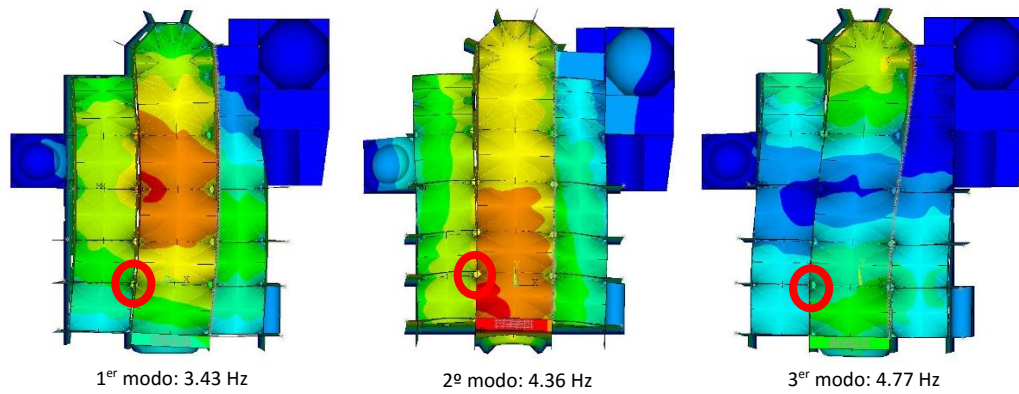


Figura 63. Modelo de elementos finitos de la Iglesia de Santiago.

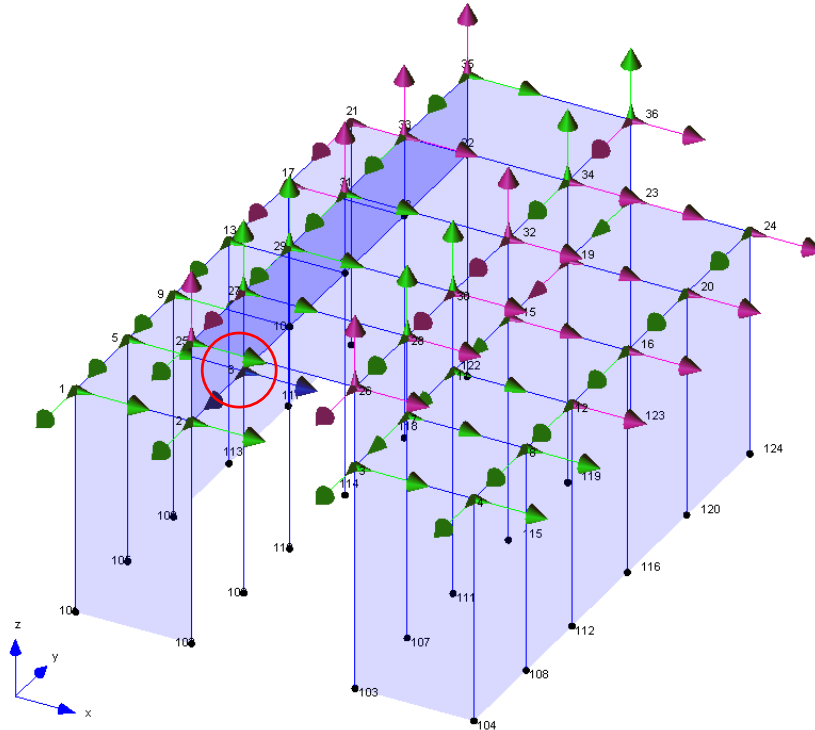
Tras realizar un primer cálculo modal de dicho modelo, se localizó un punto que presenta un desplazamiento modal considerable en los tres primeros modos de vibración, en la cabeza del pilar 1 (Fig. 64), presentándose así como una localización óptima para situar los acelerómetros de referencia.



**Figura 64.** Desplazamientos modales correspondientes a los 3 primeros modos de vibración. Señalada la posición de los dos acelerómetros de referencia.

### Prueba de vibración ambiental y análisis modal operacional

Una vez estudiado el modelo numérico previo y seleccionado el punto donde se ubican los dos acelerómetros de referencia (en dirección longitudinal y transversal), el resto de los acelerómetros se fueron moviendo a lo largo de los 35 puntos restantes. La localización de dichos sensores queda reflejada en la Fig. 65 y se sitúan a lo largo de las cubiertas de cada una de las tres naves de la iglesia. Los acelerómetros se situaron siguiendo las tres direcciones principales, de forma que fue necesario realizar un total de 17 medidas de 12 minutos cada una de ellas. Nuevamente, para llevar a cabo la toma y tratamiento de datos se emplearon los mismos recursos que en los casos anteriormente estudiados.



**Figura 65.** Situación de los puntos de medida. Círculo rojo → acelerómetros de referencia.

Una vez tratados los datos con los métodos EFDD y SSI (Fig. 66), se identificaron un total de seis modos de vibración en un rango de frecuencias de 0 a 10 Hz.

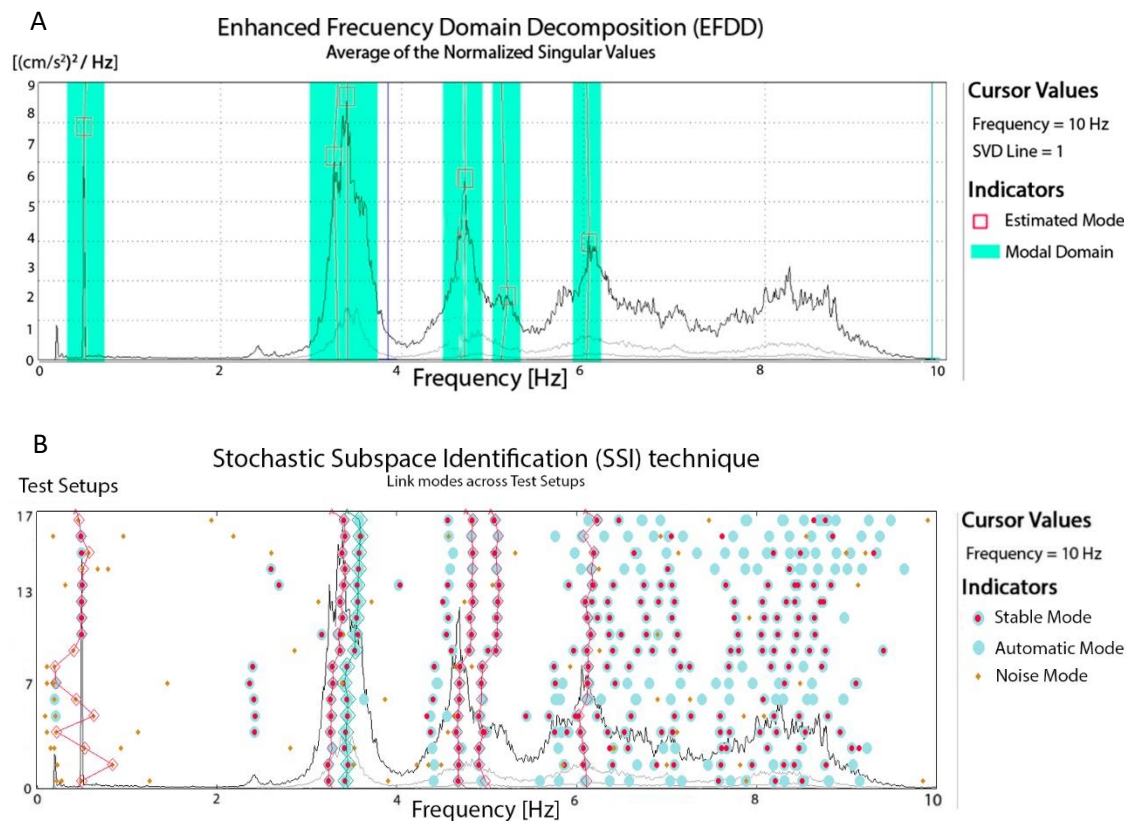


Figura 66. Tratamiento de datos con el método EFDD (A) y SSI (B).

En lo que se refiere a los cuatro primeros modos, la similitud de los valores de las frecuencias obtenidos por ambos métodos, así como la proximidad del parámetro MAC a 1, avalan la veracidad de los datos obtenidos (Tabla 19). Para el resto de modos las diferencias entre las frecuencias sigue siendo reducida, mientras que los valores MAC disminuyen considerablemente su valor, hecho que se debe principalmente a la menor claridad de las formas modales que los caracterizan. En la Fig. 67 se representan dichas formas modales.

Tabla 19. Resultados de OMA: frecuencias naturales ( $f$ ), amortiguamiento modal ( $\xi$ ) y desviación estándar (Std).

	SSI				EFDD				MAC
	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
<b>Modo 1</b>	0.44	0.12	4.52	13.9	0.46 (4.5%)	0.12	3.2 (29%)	4.72	0.95
<b>Modo 2</b>	3.28	0.05	2.42	0.53	3.29 (0.3%)	0.04	1.8 (26%)	0.46	0.93
<b>Modo 3</b>	3.46	0.05	3.26	0.36	3.51 (1.4%)	0.07	0.6 (81%)	0.42	0.85
<b>Modo 4</b>	4.45	0.08	4.01	0.37	4.44 (0.2%)	0.09	0.5 (87%)	0.49	0.83
<b>Modo 5</b>	5.05	0.07	2.84	0.33	5.15 (2.0%)	0.04	0.4 (85%)	0.45	0.77
<b>Modo 6</b>	6.11	0.04	2.55	0.53	6.08 (0.5%)	0.13	0.3 (88%)	0.65	0.75

El porcentaje entre paréntesis indica el error relativo en valor absoluto teniendo como referencia los resultados del método SSI.



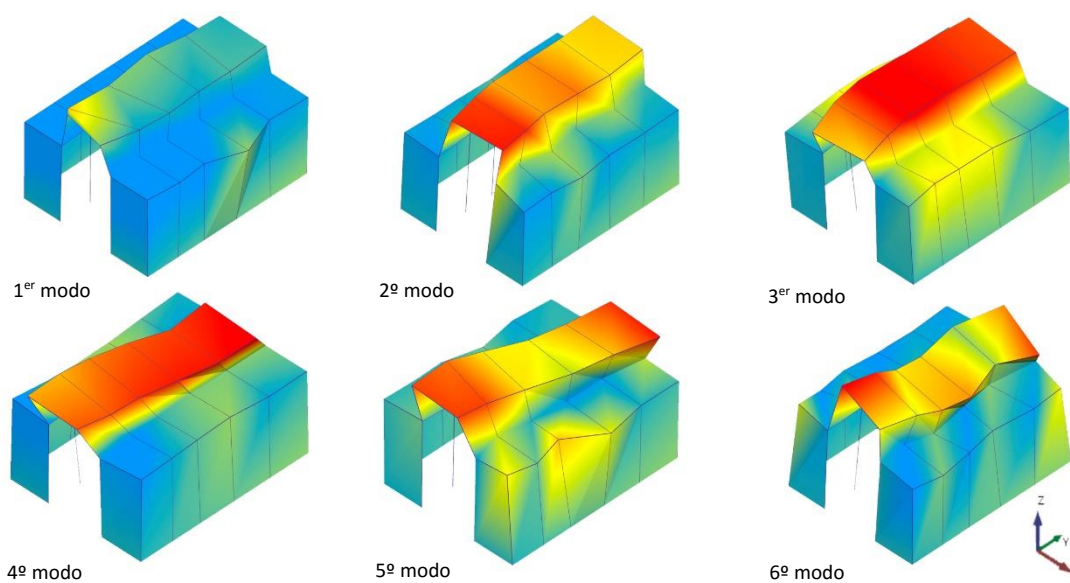


Figura 67. Formas modales asociadas a los resultados experimentales (SSI).

### Conclusiones

En el presente capítulo se ha llevado a cabo la aplicación de pruebas de vibración ambiental sobre la Iglesia de Santiago, en Jerez de la Frontera. El objetivo marcado fue caracterizar dinámicamente el objeto de estudio, para en fases posteriores poder evaluar la importante intervención estructural que se está llevando a cabo actualmente sobre la iglesia.

Una vez realizada la campaña experimental y el tratamiento de los datos, seis modos de vibración fueron identificados en un rango de frecuencia de 0 a 10 Hz. Los porcentajes de diferencia entre los dos métodos de identificación modal utilizados (EFDD y SSI) siempre fueron menores al 5%. Por su parte, el valor MAC de comparación entre las formas modales se mantiene por encima de 0.85 en los tres primeros modos, mientras que para los demás el valor oscila entre 0.83 y 0.75. En lo que se refiere a los coeficientes de amortiguamiento modal, existe una gran disparidad entre ambos métodos de identificación modal llegando a porcentajes de diferencia de hasta el 87%.

De forma particular, y basándose en los resultados obtenidos, cabe destacar inicialmente la identificación de un modo de vibración cuya frecuencia natural asociada presenta un valor realmente bajo para este tipo de edificaciones (menor a 1 Hz) (Fig. 68). Dicho resultado lleva a concluir la existencia de problemas de rigideces en parte de la estructura, concretamente en la esquina oeste de la iglesia.

Como conclusión global se verifica nuevamente la eficacia que presenta el Análisis Modal Operacional como técnica para identificar experimentalmente los modos de vibración, con su correspondiente frecuencia natural asociada, de una estructura histórica como la que se estudia. Sin embargo, la fiabilidad que ofrece dicha técnica en lo que se refiere a la identificación de coeficientes de amortiguamiento modal es mucho menor, siendo de mayor confianza los resultados obtenidos por el método SSI, ya que en general ofrece valores menores de desviación.

Como futuro trabajo, en la actualidad se están utilizando las propiedades dinámicas identificadas para calibrar el modelo tridimensional de elementos finitos. Una vez el modelo de la iglesia de Santiago esté actualizado se podrá hacer su análisis estructural. Además se prevé la realización de una campaña experimental una vez finalicen las obras para poder realizar una evaluación general de las mismas, al igual que se ha realizado en los casos de estudio presentados en los puntos anteriores.



### 3.2.4 Monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Sevilla, España)(CASO C4)(Ver anejos F y G)

A continuación, se presenta la caracterización dinámica a través de pruebas de vibración ambiental del monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Fig. 68), edificio construido en el año 1414 y situado al norte de la ciudad de Sevilla.

La razón principal por la que se afrontó el presente trabajo de investigación fue la aparición de numerosas grietas en varios elementos estructurales del claustro, coincidiendo temporalmente con la construcción anexa a la edificación histórica de un centro cívico. A partir de la identificación de los parámetros modales, se llevó a cabo la calibración de un modelo de elementos finitos, principal objetivo del presente estudio. Tras ello, se afrontó el objetivo final de estudiar el comportamiento estructural del conjunto y buscar así las posibles razones que hubieran provocado la aparición de dichas lesiones. A su vez, y ante la urgencia surgida por la aparición de las lesiones, comenzó una intervención estructural con el fin de consolidar los elementos dañados. La caracterización dinámica del monasterio, llevada a cabo antes del comienzo de las obras, quedaría como referencia para una vez finalizadas las mismas poder estudiar el efecto global de la intervención estructural.

Inicialmente fueron dos los factores que hicieron del Monasterio un caso de estudio de gran interés para el equipo de investigación. En primer lugar, en lo que se refiere a la configuración arquitectónica del edificio, destaca tanto su gran escala, como la morfología que presenta. Se trata de un claustro desarrollado en cuatro galerías de dos plantas cada una. Dicha configuración arquitectónica hace que el proceso de identificación modal sea realmente complejo, debido a la existencia no solo de modos globales de la estructura, sino también de modos locales característicos de cada una de las galerías. Se presenta por ello la oportunidad de evaluar la técnica OMA como herramienta para poder identificar los parámetros modales de este tipo de edificación, donde la configuración arquitectónica resulta realmente compleja. Por otro lado, el otro factor de gran interés, nuevamente ligado a la gran escala del monasterio, es el hecho de afrontar un modelo numérico de tal envergadura. Se evalúa así no solo el coste temporal-humano que supone la realización de este tipo de modelos, sino también las posibles mejoras para disminuir el elevado coste computacional que supone su análisis.

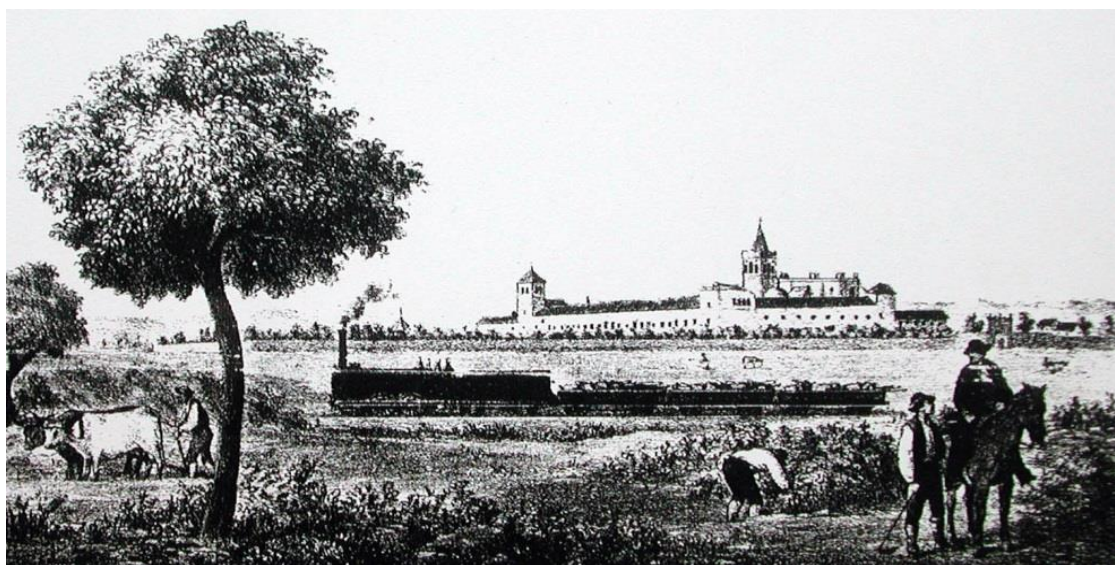


Figura 68. Grabado del monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Sevilla).

### Descripción del Monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Sevilla, España)

El monasterio de San Jerónimo de Buenavista empezó a construirse a principios del siglo XV, terminando su construcción a mediados del siglo XVII [70, 71]. Desde entonces ha sufrido grandes daños, manteniéndose en la actualidad solamente el claustro principal y la torre. El Monasterio llegó a estar constituido por cinco edificaciones principales: la iglesia, el claustro de levante, el claustro principal, la torre y la imprenta (Fig. 69). Para más información sobre el desarrollo histórico del monasterio se remite al anejo G.

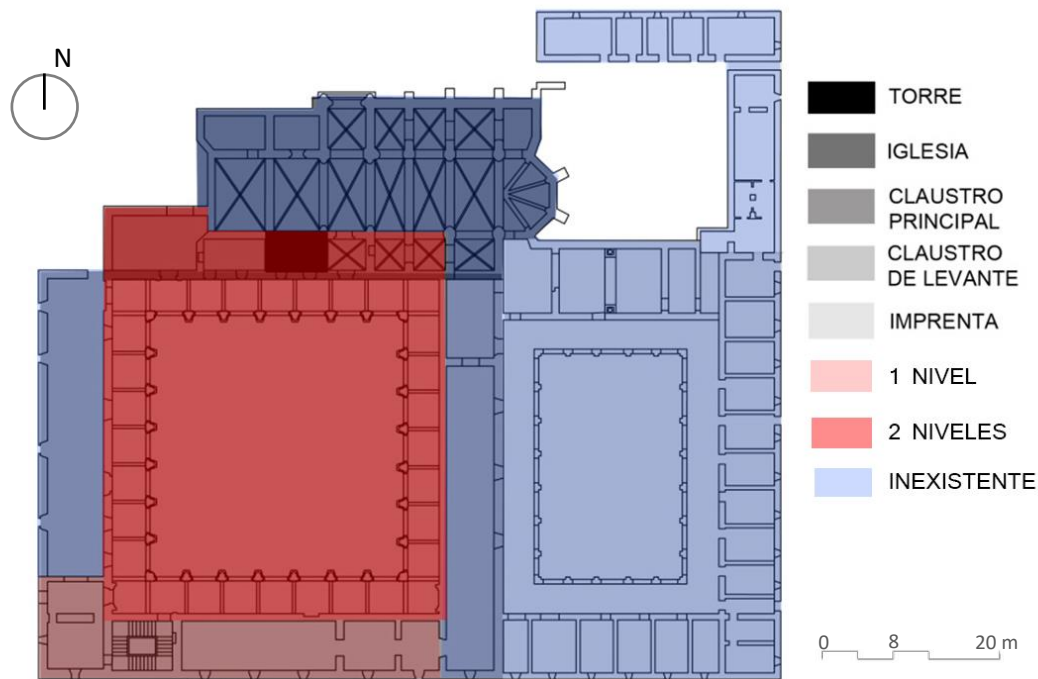


Figura 69. Planta de la configuración inicial del Monasterio de San Jerónimo.

El claustro (Fig. 70) se desarrolla en dos plantas, presentando arcos de medio punto en planta baja y arcos escarzanos en segunda. Tres de las cuatro fachadas no mantienen en segunda planta las bóvedas correspondientes de la segunda planta. La arquería y las bóvedas están ejecutadas en fábrica de piedra y el muro trasero mediante fábrica de ladrillo y tapial.



Figura 70. Vistas de las fachadas sureste y suroeste del claustro principal.

Hoy en día, el claustro del Monasterio de San Jerónimo presenta numerosas lesiones, razón principal por la que se decidió llevar a cabo la evaluación estructural del mismo. Los daños detectados tienen relación con los siguientes aspectos: fisuración de elementos estructurales, fisuración en elementos auxiliares, deformaciones excesivas, fallos en las cimentaciones, concentración de humedades, corrosiones de elementos metálicos propios de intervenciones previas, disgregación, agrietamientos, hinchamientos, etc. La galería norte es la parte más afectada del claustro, presentado en tres de sus columnas (Fig. 71) importantes grietas y pérdida de material en sus bases.

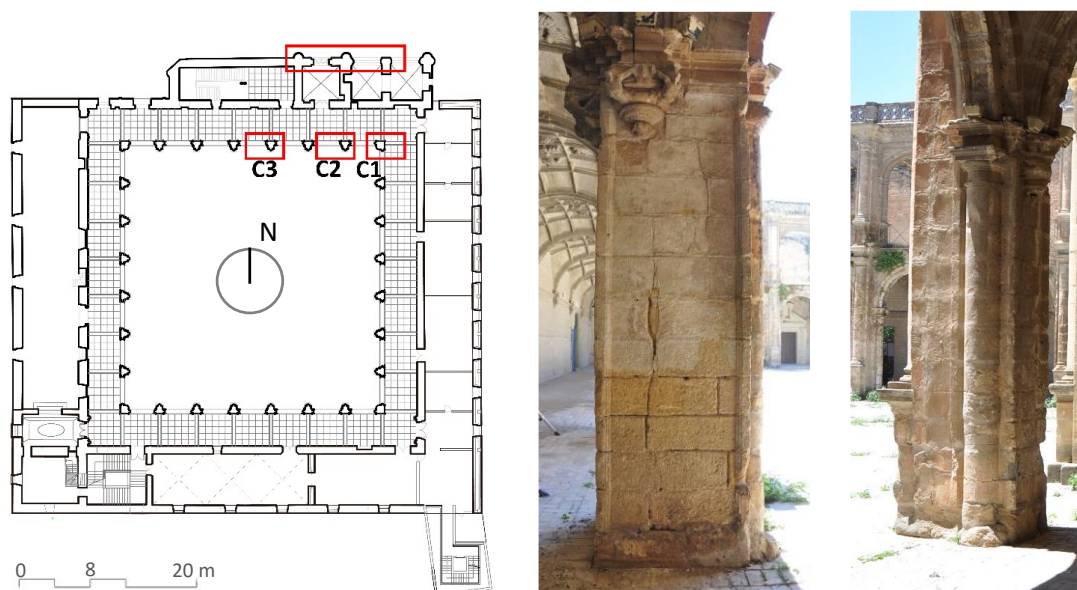


Figura 71. Situación de los elementos más afectados. Grieta vertical\_C1. Pérdida de material\_C2.

Algunos de los daños listados anteriormente se han agudizado con la ejecución del Proyecto de recuperación y puesta en valor del Monasterio de San Jerónimo de Buenavista. Dicho proyecto básicamente consiste en la reconstrucción de las crujías sur y este del complejo, y su acondicionamiento para su utilización como centro cívico. Desde un punto de vista estructural, la nueva edificación se construye mediante vigas de canto de hormigón armado que apoyan en los muros de fábrica de ladrillo y tapial del monasterio y en un pórtico de pilares de hormigón armado de nueva construcción (Fig. 72).



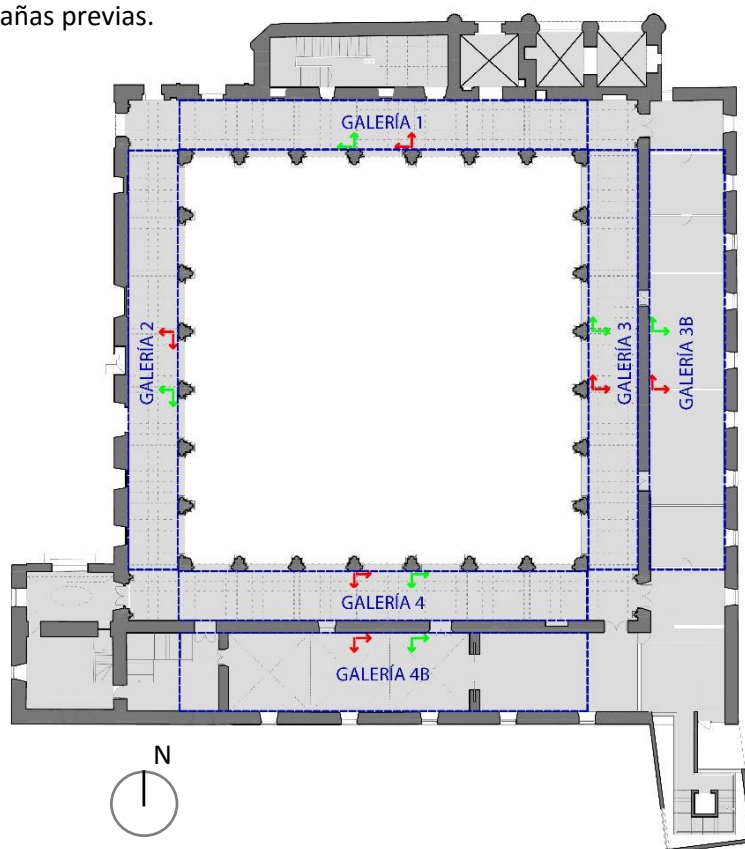
Figura 72. Nueva edificación anexa al claustro.



### Pruebas de vibración ambiental y análisis modal operacional

Teniendo como objetivo final la consecución de un modelo de elementos finitos para evaluar la estabilidad estructural del conjunto, y sabiendo las dificultades que supone su desarrollo debido a numerosas incertidumbres, se decidió llevar a cabo la caracterización dinámica del conjunto a partir de pruebas de vibración ambiental. Entre las numerosas incertidumbres que presentan este tipo de edificaciones históricas, en este caso destaca la dificultad para identificar de forma precisa las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes. Otra complejidad que encontramos son los distintos niveles de humedad que presentan los elementos estructurales principales, en función de sus distintas situaciones. Como bien es sabido, dicha variación de humedad modifica el módulo de elasticidad de manera significativa en el tipo de piedra que constituye la fábrica de San Jerónimo (Calcarenitas de la Cantera de San Cristóbal, El puerto de Santa María (Cádiz)). Debido a estos aspectos, la determinación de las propiedades mecánicas y la rigidez del conjunto resulta difícil de ajustar a la realidad. Por ello, se decidió identificar experimentalmente los parámetros modales de la estructura, utilizándolos posteriormente para llevar a cabo la calibración del modelo numérico.

A diferencia de los casos anteriores, la gran peculiaridad que ofrece el Monasterio, debido a su gran escala, es la imposibilidad de llevar a cabo todas las medidas en un mismo día. Fue necesario llevar a cabo seis campañas experimentales, cuatro de ellas en el claustro (galerías 1, 2, 3 y 4, Fig. 73), y las otras dos en la nueva edificación (galerías 3B y 4B, Fig. 73). Finalmente, se realizó una última campaña general con la finalidad de validar y agrupar los datos recopilados en las campañas previas.



**Figura 73.** Planta del monasterio en la actualidad. Situación de los acelerómetros de referencia en cada una de las campañas experimentales. Verde: +6.8 m. (1ª planta). Rojo: +12.2 m. (2ª planta).

Para la realización de cada una de las campañas, desarrolladas entre noviembre de 2012 y abril de 2013, la planificación seguida fue la misma. El equipo utilizado para llevar a cabo el proceso experimental fue el utilizado en los casos anteriores (punto 2.2.1), por lo que se contaba con ocho acelerómetros uniaxiales de fuerza balanceada, ocho cables coaxiales y la central de adquisición de 12 canales de la casa *KINEMATRICS*. En cada una de las campañas se midieron un total de 32 puntos en las dos direcciones ortogonales, 16 a la altura de las cornisas de planta baja y los otros 16 de la primera. Se decidió utilizar siempre cuatro acelerómetros de referencia situados según la Fig. 73, mientras los otros cuatro se fueron moviendo a lo largo de la galería correspondiente, siendo por tanto necesario realizar un total de 16 medidas de 12 minutos de duración para la realización de cada una de las campañas experimentales. Es de destacar que para llevar a cabo la caracterización modal del objeto de estudio se midió un total de 192 puntos, con la gran cantidad de datos que ello supone.

Al igual que en los casos anteriores, el tratamiento de los datos se llevó a cabo con los métodos EFDD y SSI, implementados ambos en el software *ARTEMIS* [10]. Debido a la gran cantidad de datos procesados, se remite al anejo G para el conocimiento de los resultados de cada una de las campañas experimentales. La Tabla 20 resume los datos recopilados en términos de frecuencias naturales asociados a cada uno de los métodos, señalando tanto los modos generales donde se movilizan varias galerías, como los modos locales que afectan exclusivamente a una de ellas.

Tabla 20. Resultados globales y locales tras la aplicación de OMA.

Modos Globales	Galerías	$f_{SSI}$ [Hz]	$f_{EFDD}$ [Hz]	% Diferencia	MAC
Modo 1	1, 3	2.01	2.01	+ 0.00	0.99
Modo 2	1, 3, 3B, 4, 4B	3.00	3.04	+ 1.32	0.97
Modo 3	1, 2, 3, 3B, 4, 4B	3.51	3.57	+ 1.68	0.99
Modo 4	2, 3, 3B	4.36	4.34	- 0.46	0.98
Modo 5	2, 4, 4B	4.75	4.71	- 0.85	0.96
Modo 6	3, 4	6.25	6.35	+ 1.57	0.85
<b>Modos Locales</b>					
Modo 1b	2	2.32	2.33	+ 0.43	0.99
Modo 2b	2	3.34	3.35	+ 0.30	0.98
Modo 3b	4	5.15	5.08	- 1.38	0.86
Modo 4b	3	7.22	7.17	- 0.70	0.85

En términos generales, se identificaron un total de diez modos de vibración en un rango de frecuencias de 0 a 10 Hz, seis de ellos globales y los otros cuatro locales (afectan solo a una de las galerías). Los resultados obtenidos se consideran fiables debido a las bajas diferencias entre frecuencias naturales (diferencias menores al 2%) y a los elevados valores MAC (por encima de 0.85). Los datos recopilados fueron empleados para llevar a cabo la calibración del modelo numérico que se presenta a continuación.

### Modelo de elementos finitos del Monasterio de San Jerónimo

Con la finalidad de evaluar la estabilidad estructural del conjunto, se realizó un modelo numérico aplicando el Método de los Elementos Finitos mediante el software *Abaqus/CAE 6.13* [52]. La envergadura de dicho modelo es tal que se constituye por un total de 1213161 elementos, 1967637 nodos y 6113772 grados de libertad (Fig. 74). El claustro fue modelado con elementos volumétricos (tetraedros de 4 nodos) mientras que la nueva edificación con elementos tipo shell y beam.

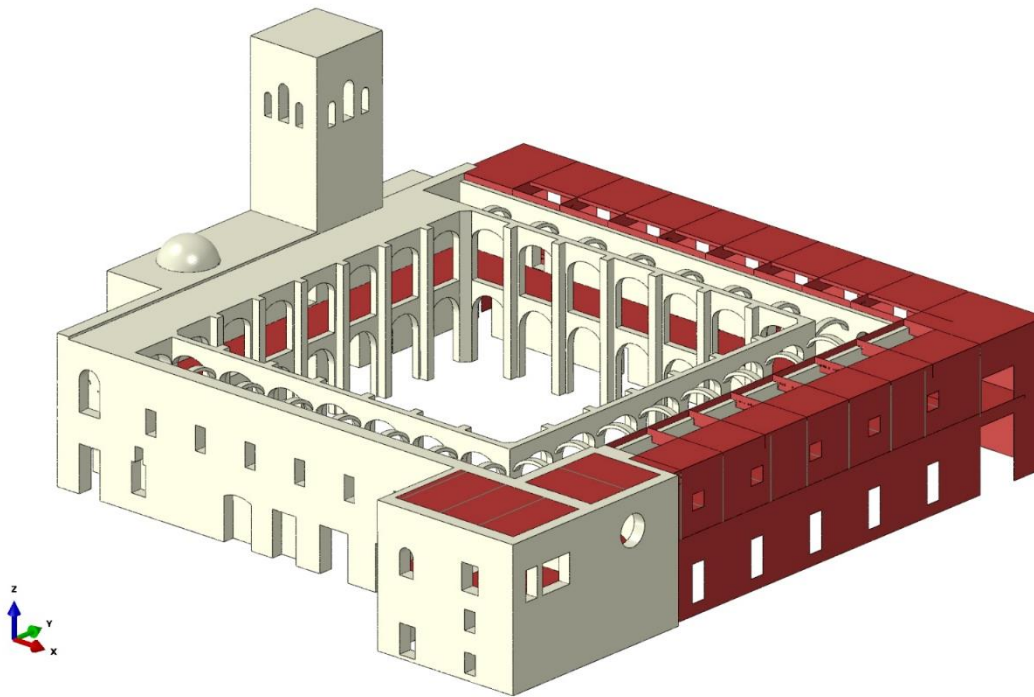


Figura 74. Modelo de elementos finitos. En rojo elementos shell y en blanco sólidos.

Inicialmente las propiedades de los materiales del modelo numérico se definieron según la Tabla 21, basándonos en datos de estudios previos realizados sobre el conjunto. Una vez analizado modalmente dicho modelo, las diferencias con los parámetros identificados experimentales fueron importantes (Tabla 23), por lo que fue necesario llevar a cabo el proceso de calibración. Debido a la gran escala del modelo, se optó por llevar a cabo un proceso de calibración manual basado en el conocimiento físico de la estructura. En definitiva, se sustituye el uso del algoritmo de optimización empleado en los casos previos, por el ajuste manual de los parámetros.

Tabla 21. Propiedades de los materiales del modelo de elementos finitos inicial.

	Modelos de elementos finitos inicial				
	Fábrica	Relleno Bóv.	Relleno Mur.	Hormigón Armado	Acero
Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	1800	500	1500	2500	7850
M. de elasticidad (MPa)	1000	20	500	21000	210000
Coefficiente de Poisson	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3



A la hora de afrontar el proceso de calibración del modelo de elementos finitos se introdujeron dos factores fundamentales. En primer lugar, se diferenciaron en el modelo numérico las partes del claustro constituidas por ladrillo o por piedra. Tras ello, y teniendo en cuenta las distintas condiciones de humedad en la que se encuentran los elementos estructurales de cada una de las galerías del claustro, se decidió tomar en consideración distintos módulos de elasticidad para la fábrica, ya fuera de fábrica de piedra o fábrica de ladrillo, en función de su ubicación. Este hecho, se debe a la cercanía existente entre el paso del río Guadalquivir y la galería 2 (oeste) del monasterio. Finalmente, se seleccionaron ocho parámetros de actualización, los cuales fueron los módulos de elasticidad que presenta tanto la fábrica de piedra como la fábrica de ladrillo en cada una de las cuatro galerías del claustro. Una vez llevado a cabo un arduo trabajo de calibración, las propiedades finales de los materiales constituyentes del modelo numérico se resumen en la [Tabla 22](#).

**Tabla 22.** Resumen de los resultados del proceso de actualización: Propiedades mecánicas.

Parámetro de actualización	Valor Inicial	Intervalo de optimización		Valores actualizados
		Límite inferior	Límite superior	
$E_L$ (GALERÍA 1) (MPa)	1000	500	1500	<b>1000</b>
$E_P$ (GALERÍA 1) (MPa)	1000	500	1500	<b>1100</b>
$E_L$ (GALERÍA 2) (MPa)	1000	500	1500	<b>950</b>
$E_P$ (GALERÍA 2) (MPa)	1000	500	1500	<b>1200</b>
$E_L$ (GALERÍA 3) (MPa)	1000	500	1500	<b>1100</b>
$E_P$ (GALERÍA 3) (MPa)	1000	500	1500	<b>1300</b>
$E_L$ (GALERÍA 4) (MPa)	1000	500	1500	<b>1200</b>
$E_P$ (GALERÍA 4) (MPa)	1000	500	1500	<b>1450</b>

Con los nuevos datos, contamos con un nuevo modelo de elementos finitos ([Fig. 75](#)), que aunque geométricamente es el mismo que el anterior, presenta una mayor variabilidad con respecto a la diferenciación de materiales.

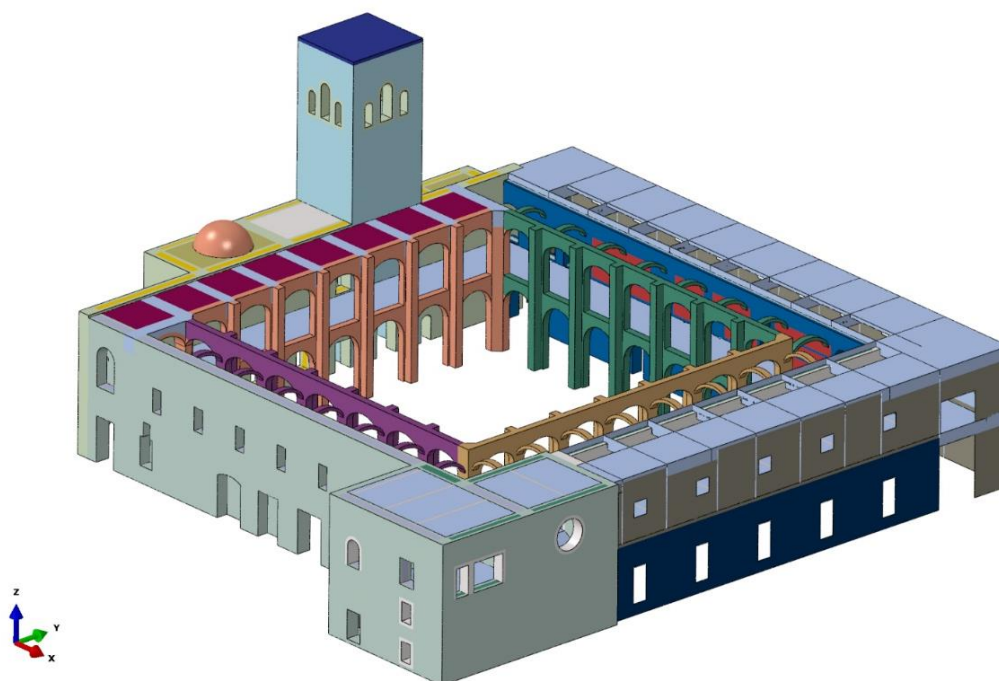


Figura 75. Modelo de elementos finitos. Diferenciación de materiales según color.

Una vez llevado a cabo el proceso de calibración del modelo de EF, en la [Tabla 23](#) se muestra la comparación de los parámetros modales propios del modelo experimental con los de dicho modelo, antes y después de calibrar.

Tabla 23. Comparación del Modelo experimental y los modelos de EF: Frecuencias naturales y valor MAC.

Modos Globales	Galerías	$f_{SSI}$ [Hz]	$f_{MEF\ INICIAL}$ [Hz]	$f_{MEF\ CALIBRADO}$ [Hz]	MAC (SSI-MEF cal)
Modo 1	1, 3	2.01	2.20 (9.45 %)	1.93 (3.98 %)	0.99
Modo 2	1, 3, 3B, 4, 4B	3.00	3.50 (16.7 %)	3.13 (4.33 %)	0.88
Modo 3	1, 2, 3, 3B, 4, 4B	3.51	4.42 (25.9 %)	3.54 (0.85 %)	0.93
Modo 4	2, 3, 3B	4.36	5.29 (21.3 %)	4.60 (5.50 %)	0.88
Modo 5	2, 4, 4B	4.75	5.73 (20.6 %)	4.74 (0.21 %)	0.90
Modo 6	3, 4	6.25	7.70 (23.2 %)	6.39 (2.24 %)	0.85
<b>Modos Locales</b>					
Modo 1b	2	2.32	2.54 (9.48 %)	2.27 (2.16 %)	0.99
Modo 2b	2	3.34	3.55 (6.29 %)	3.33 (0.30 %)	0.88
Modo 3b	4	5.15	6.40 (24.3 %)	5.10 (0.97 %)	0.94
Modo 4b	3	7.22	8.80 (21.9 %)	6.81 (5.68 %)	0.85

Analizando la [Tabla 23](#), queda clara la bondad de los resultados obtenidos. Anteriormente al proceso de calibración, las diferencias entre las frecuencias naturales asociadas al modelo experimental y al numérico oscilaban entre un 10 y un 25 %. Tras el proceso de calibración, dichos valores se ven reducidos de forma significativa, situándose el porcentaje medio de diferencia entorno al 2.5 %, tanto en los modos globales, como en los locales. En lo que se refiere a la comparación de las formas modales, los valores MAC de comparación presentan también valores aceptables, siendo el menor de ellos 0.85. Para visualizar el ajuste de las formas modales nos apoyamos en las siguientes imágenes ([Fig. 76](#), [Fig. 77](#) y [Fig. 78](#)).

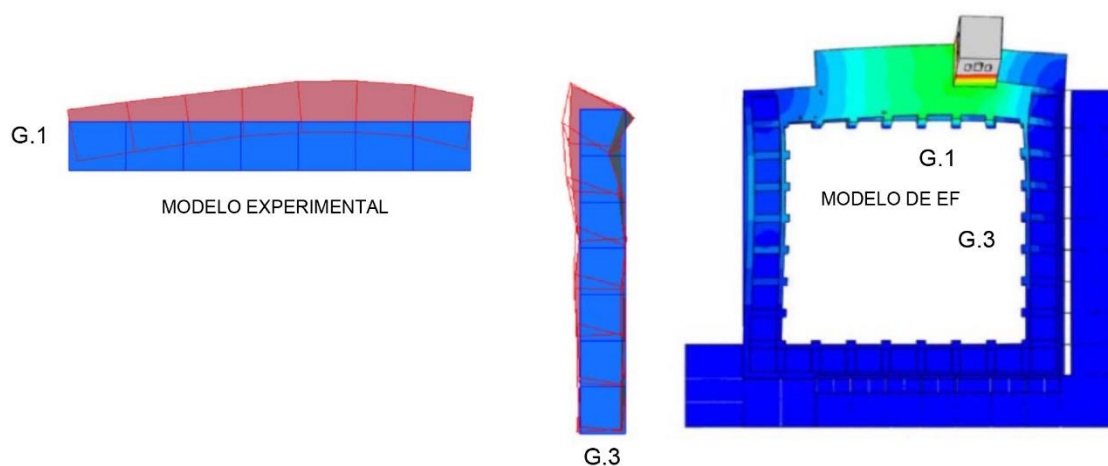


Figura 76. Validación del MEF. 1<sup>er</sup> Modo de vibración global (2.01 Hz). Valor MAC = 0.99.

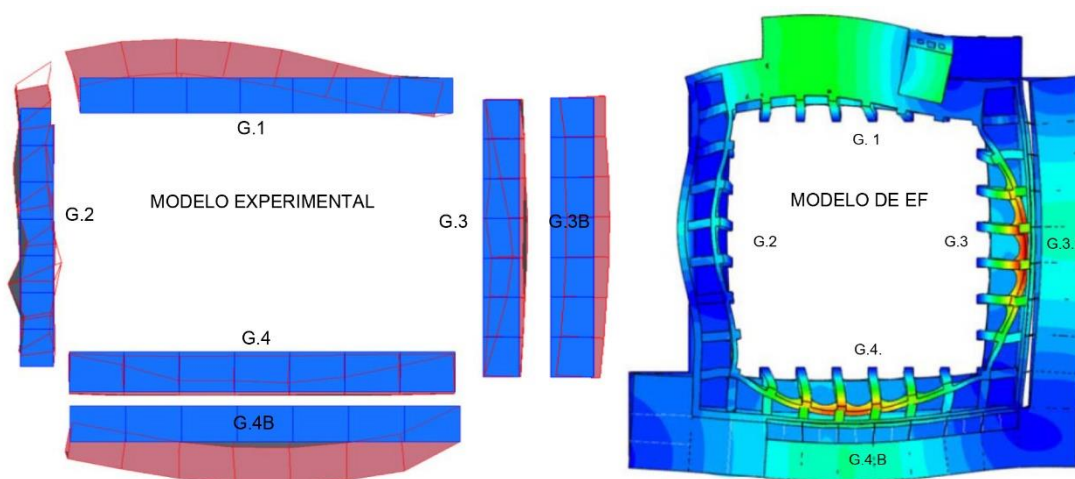


Figura 77. Validación del MEF. 3<sup>er</sup> Modo de vibración global (3.51 Hz). Valor MAC = 0.93.

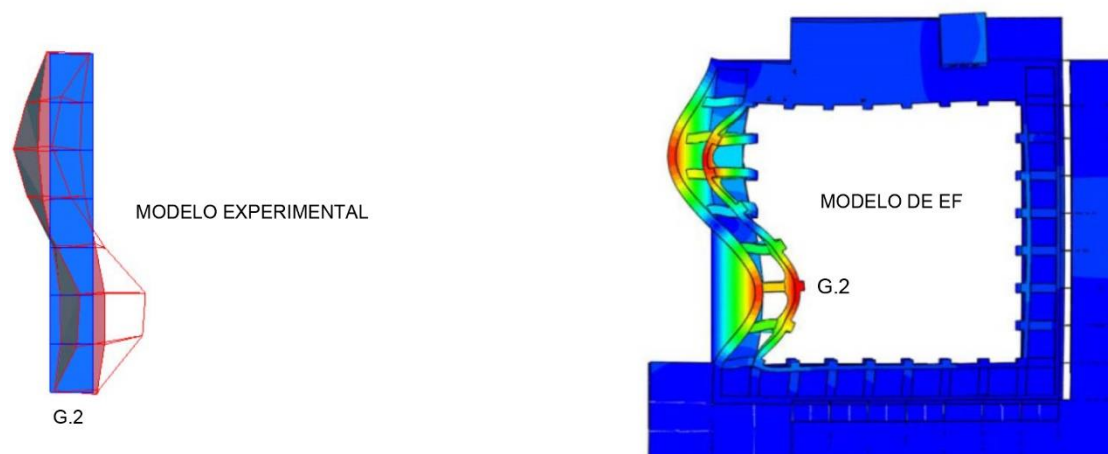


Figura 78. Validación del MEF. 1<sup>er</sup> Modo de vibración local (2.32 Hz). Valor MAC = 0.99.

### Resultados: Análisis estructural del Monasterio de San Jerónimo

Una vez el modelo de elementos finitos fue calibrado, se llevó a cabo un análisis estructural, con la finalidad de evaluar el estado actual del Monasterio. Aunque no es el objeto principal del presente documento de investigación, a continuación se presentan algunas de los resultados obtenidos en el mencionado análisis estructural.

Al relacionar los resultados obtenidos con las principales patologías descritas anteriormente, se puede afirmar que las grietas se producen bajo un esfuerzo de compresión. Existe una estrecha correspondencia entre el modelo numérico y la realidad. Tras llevar a cabo un cálculo lineal a peso propio, podemos observar que los elementos que presentan un mayor esfuerzo de compresión son los señalados en la Fig. 71. Es de resaltar, que no solo existe correspondencia con el elemento, sino también entre la deformación y la forma con la que aparecen las patologías. El nivel de compresión en las zonas donde se sitúan es de aproximadamente 0.8 MPa, valor que supera ligeramente la resistencia a compresión de la piedra ensayada en laboratorio (Fig. 79).

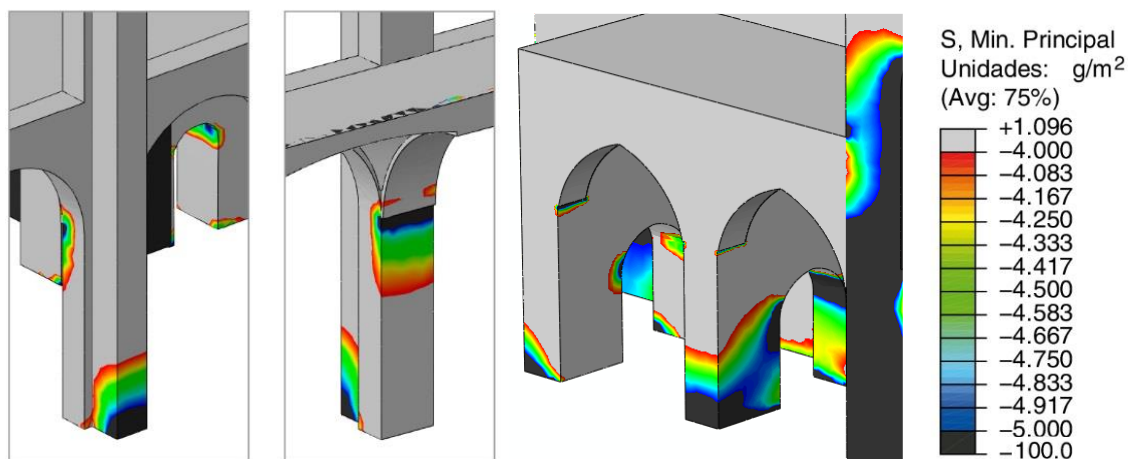


Figura 79. Análisis estructural del MEF. Tensiones máximas de compresión en los elementos agrietados.

### Conclusiones

En el presente apartado se ha desarrollado la calibración del modelo de elementos finitos del Monasterio de San Jerónimo, a través de pruebas de vibración ambiental. Este caso de estudio presenta dos factores fundamentales que hacen de él un claro ejemplo de avance en la aplicación de la técnica OMA sobre estructuras históricas de fábrica. Por un lado, se resalta la compleja configuración arquitectónica del modelo, debido a su geometría en forma de claustro rectangular, tipología aún no estudiada en relación a la técnica OMA. Por otro lado, el otro factor de gran interés, nuevamente ligado a la geometría del modelo, es la gran escala que presenta el monasterio de San Jerónimo. Dicho hecho se afronta con la elaboración de un modelo numérico de gran escala con más de seis millones de grados de libertad, que ha demostrado ser suficientemente representativo para afrontar con garantías su proceso de calibración y el consiguiente análisis estructural del mismo.

Atendiendo a conclusiones numéricas del caso de estudio, a partir de la aplicación de la técnica OMA, se han identificado un total de diez modos de vibración, seis globales y cuatro locales. Las

bajas diferencias entre las frecuencias naturales y los altos valores MAC avalan la bondad de los resultados obtenidos. Dichos resultados, fueron utilizados para llevar a cabo la calibración de un gran modelo numérico constituido por más de un millón de elementos. Tras la realización de dicho proceso, el modelo quedó validado ofreciendo un comportamiento modal realmente similar al obtenido experimentalmente.

El objetivo final del presente estudio, y por tanto un futuro trabajo, es llevar a cabo un profundo análisis del modelo de EF para evaluar el estado estructural del conjunto. En el punto anterior, se han señalado brevemente algunas conclusiones en relación a la existencia de grietas en aquellos elementos con mayores solicitaciones de esfuerzos de compresión.





### 3.2.5 Capilla del Palacio de Würzburg (Alemania) (CASO C5) (Ver anejos H e I)

En el último caso de estudio se presenta la caracterización dinámica de la Capilla del Palacio de Würzburg, construcción histórica que data del s. XVIII. Tras llevar a cabo dicha caracterización, se presenta el proceso de calibración de un modelo de elementos finitos a partir de los datos obtenidos experimentalmente. Dicho proceso conduce al objetivo final de la investigación, consistente en realizar la evaluación del estado estructural de la capilla.

La razón principal por la que se afrontó el presente caso de estudio es su enorme singularidad arquitectónica. Dicha singularidad reside en las bóvedas de fábrica de la propia capilla, las cuales estando desarrolladas en una única capa de 30 cm de espesor, cubren una luz aproximada de 30 metros. A su vez, en relación a la geometría del objeto de estudio, se destacan las intersecciones entre las propias bóvedas, resueltas con una serie de nervios alabeados realmente innovadores para su época.

En lo que se refiere al desarrollo del trabajo de investigación, se introducen dos nuevos recursos que no habían sido utilizados en los casos presentados anteriormente. En primer lugar, en el proceso de calibración del modelo de elementos finitos, no se escoge únicamente el módulo de elasticidad de los materiales como únicos parámetros de actualización. Esto es debido a que la capilla se sitúa inmersa en el Palacio de Würzburg, por lo que la influencia de éste debe ser considerada. Para ello, en el proceso de calibración aparecen nuevos parámetros que introducen tanto la rigidez como la inercia transmitida por el propio Palacio, el cual no se incluye en el modelo de EF. Por otro lado, el segundo recurso introducido se relaciona con el tipo de análisis que se lleva a cabo sobre la capilla. Uno de los objetivos del estudio es evaluar la seguridad estructural de la capilla frente a cargas verticales, para lo cual se desarrolla un modelo no lineal de cálculo. Dicho modelo, no solo nos permite estudiar el coeficiente de seguridad que presenta la capilla frente a cargas verticales, sino también evaluar el patrón de grietas que podría desarrollarse.

#### Descripción de la Capilla del Palacio de Würzburg

La capilla, objeto de estudio, se encuentra integrada en el Palacio de Würzburg (Fig. 80), una gran construcción perteneciente al Barroco Alemán, declarada Patrimonio Mundial por la UNESCO en el año 1981 [72, 73]. La construcción del palacio se remonta a principios del siglo XVIII cuando la familia Schönborn, que dominaba el principado episcopal de Würzburg, decidió construir un palacio con el fin de trasladar la sede del episcopado. El maestro principal fue el arquitecto Balthasar Neumann [74, 75], siendo por tanto el auténtico artífice de tal singular capilla, cuya obra iba a tenerlo ocupado durante más de treinta años.



Figura 80. Palacio de Würzburg.

En las diferentes fases de diseño la capilla se posicionó en diferentes lugares, hasta que Balthasar Neumann la trasladó al sur este del palacio (Fig. 81).

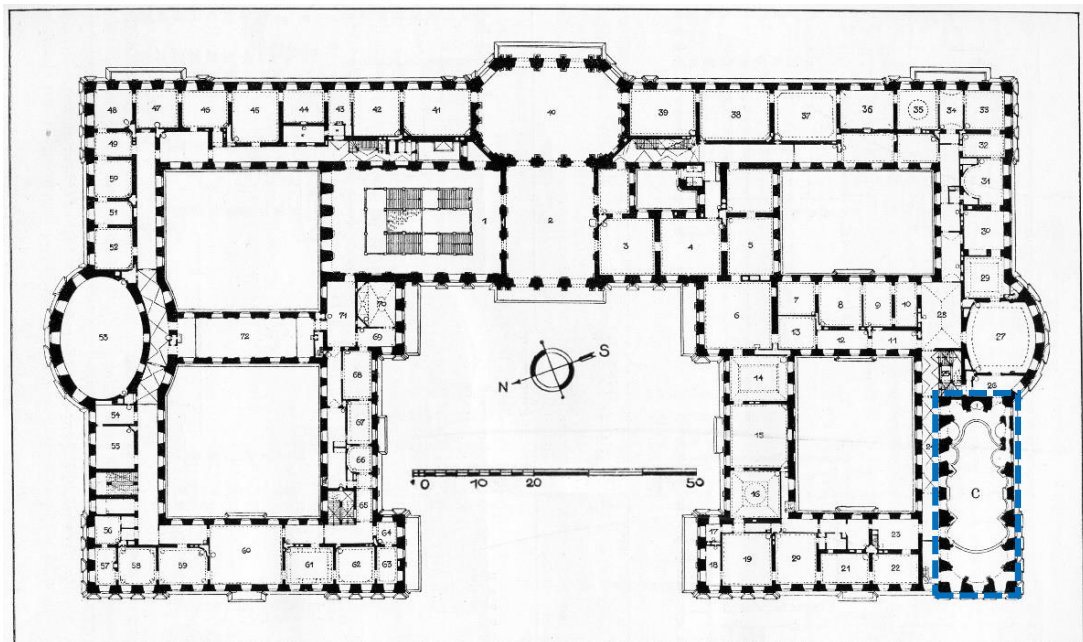


Figura 81. Planta del Palacio de Würzburg. Situación de la Capilla en la esquina suroeste.

Profundizando en la configuración arquitectónica de la capilla, destacamos que Balthasar Neumann presenta una lectura espacial de claro carácter longitudinal. La capilla se organiza mediante la composición de tres celdas longitudinales principales conectadas mediante otras dos claramente transversales (Fig. 82). La intersección de dichas celdas se resuelve utilizando el recurso del nervio alabeado, el cual se genera mediante la intersección de dos cilindros de distinto diámetro.

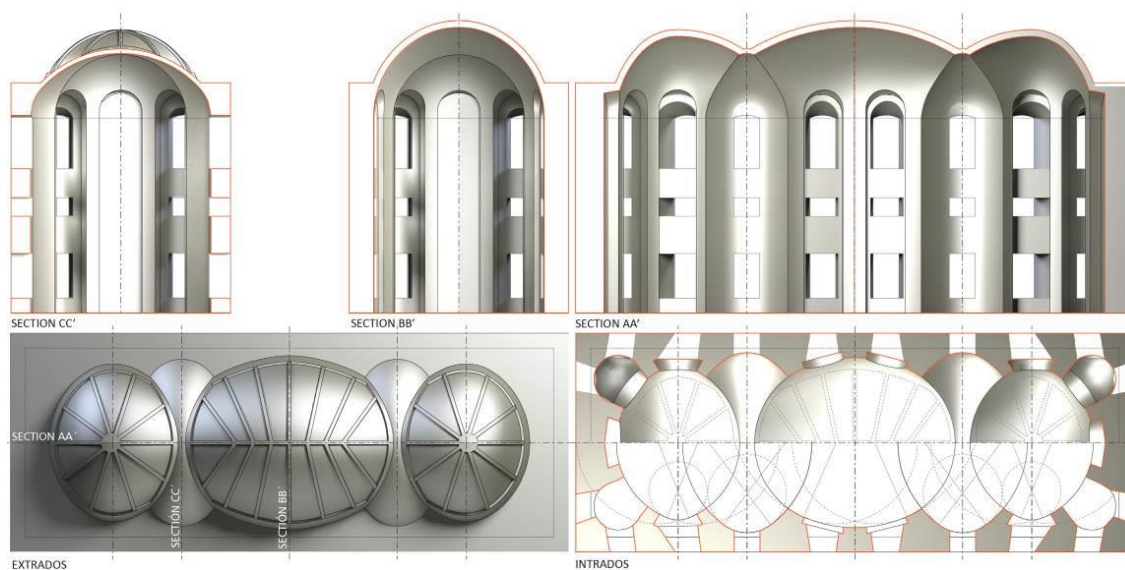


Figura 82. Estudio de la traza de la planta y de la sección de la capilla del palacio de Würzburg.

El nexo de unión entre los espacios interiores y exteriores de la capilla se realiza a través de las ventanas, elementos cuya disposición está dominada por la composición de fachada. Llama la



atención la importante desmaterialización de los muros, aspecto unido al innovador concepto sobre el tratamiento de la luz que incluye Neumann en sus obras. Totalmente en contra de la idea de un elemento de gran espesor y suficientemente opaco como para poder soportar los empujes horizontales de la cubierta que sustentan. Se trata, por el contrario, de un muro suficientemente esbelto, con una altura de 15.2 metros y 1.5 m de espesor, y con un elevado porcentaje de huecos, de más del 50% de la superficie de fachada. En cuanto a la cubierta, la utilización del nervio alabeado como recurso compositivo es fundamental, ya que organiza los espacios, marcando donde se encuentra su inicio y su final. Realmente se trata, desde un punto de vista estructural, de un falso nervio de dudosa capacidad portante, ya que Neumann realiza superficies continuas sin esqueleto estructural. Para poder reforzar la secuencia espacial se ve obligado a expresar dicho nervio en el interior mediante un recrecido de yeso (Fig. 83).



Figura 83. Vistas interiores de la Capilla del Palacio de Würzburg.

Las bóvedas son superficies de fábrica de ladrillo de 30 cm de espesor, desarrolladas en una única capa, reforzadas en su base por medio del aumento de su espesor en 15 cm. Refuerzo que también se hace presente en los nervios radiales, los cuales presentan una sección de 45x45 cm (Fig. 84).



Figura 84. Vistas del trasdós de las bóvedas.

### Modelo de elementos finitos

Al igual que en los casos anteriores, se desarrolló un modelo de elementos finitos previo a la campaña experimental. Dicho modelo tridimensional fue generado nuevamente con el software *Abaqus/CAE 6.13* [52], eliminando todos los componentes ornamentales y considerando únicamente la parte estructural (Fig. 85). El modelo, compuesto principalmente por dos partes: los muros y las bóvedas, se compone por un total de 1606908 elementos tetraédricos de 4 nodos, 329472 nodos y 988416 grados de libertad. A la hora de definir las propiedades mecánicas tanto de la fábrica de ladrillo como de piedra, nos encontramos un gran nivel de incertidumbre, por lo que inicialmente recurrimos a bibliografía [60, 61]. Para la fábrica de ladrillo de las bóvedas se consideraron inicialmente las siguientes propiedades: densidad,  $1980 \text{ kg/m}^3$ ; módulo de elasticidad,  $1100 \text{ MPa}$ ; coeficiente de Poisson, 0.2, mientras que para la fábrica de piedra los valores de dichas propiedades fueron: densidad,  $2100 \text{ kg/m}^3$ ; módulo de elasticidad,  $2200 \text{ MPa}$ ; coeficiente de Poisson, 0.2. Además, se consideró el peso de la cubierta existente sobre las bóvedas, y la conexión de la capilla con el resto de la edificación por medio de muelles estructurales.



Figura 85. Modelo inicial de elementos finitos.

La Fig. 86 ilustra las formas modales de los tres primeros modos de vibración de la estructura, a partir de las cuales se planificó la situación de los acelerómetros.

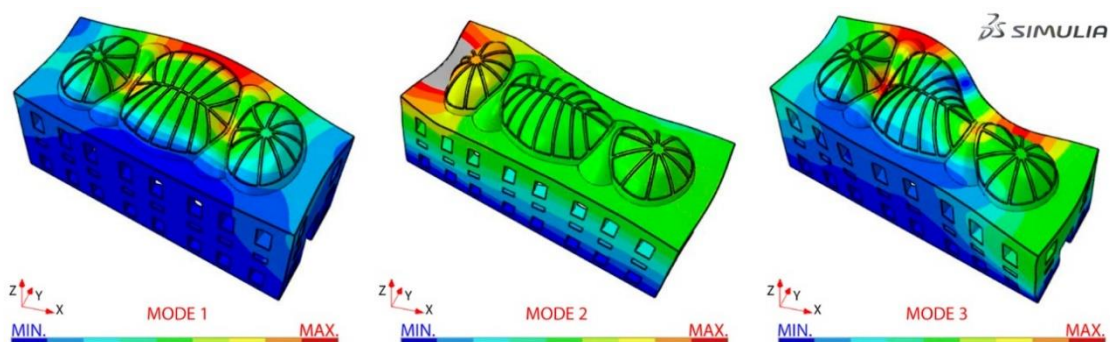


Figura 86. Formas modales de los tres primeros modos de vibración (2.59, 3.04 y 4.15 Hz).

### Pruebas de vibración ambiental y análisis modal operacional

Las pruebas de vibración ambiental se desarrollaron entre el 23 y 25 de julio de 2014. En total se midieron un total de 51 puntos, según ilustra la Fig. 87, disponiendo cada uno de los sensores uniaxiales en las tres direcciones principales del espacio. Dos acelerómetros se situaron como acelerómetros de referencia (puntos 17 y 19, Fig. 87) por lo que utilizando nuevamente el mismo equipo de medida que en los casos anteriores, fue necesaria la realización de 25 medidas de 12 minutos de duración cada una de ellas.

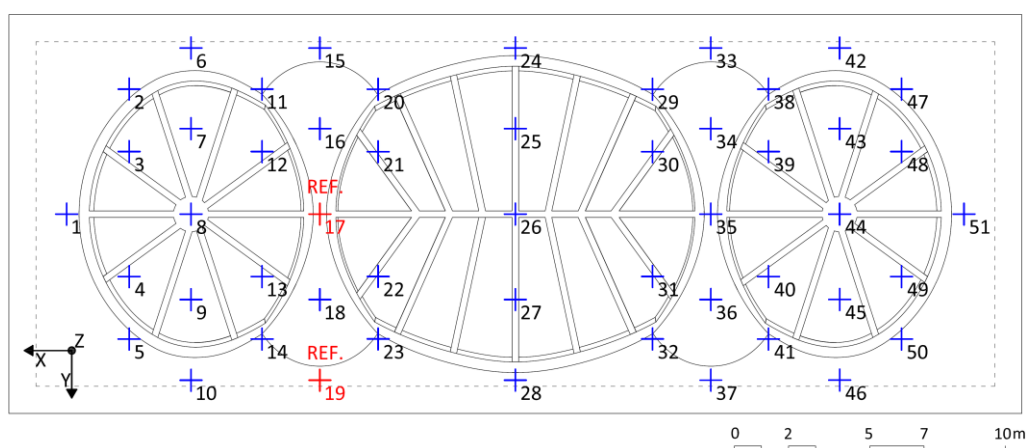


Figura 87. Situación de los acelerómetros. En rojo acelerómetros de referencia.

El tratamiento de los datos se llevó a cabo nuevamente siguiendo el proceso utilizado en los casos anteriores. Es decir, se identificaron y validaron los modos de vibración de la estructura a partir de los métodos EFDD y SSI (Fig. 88).

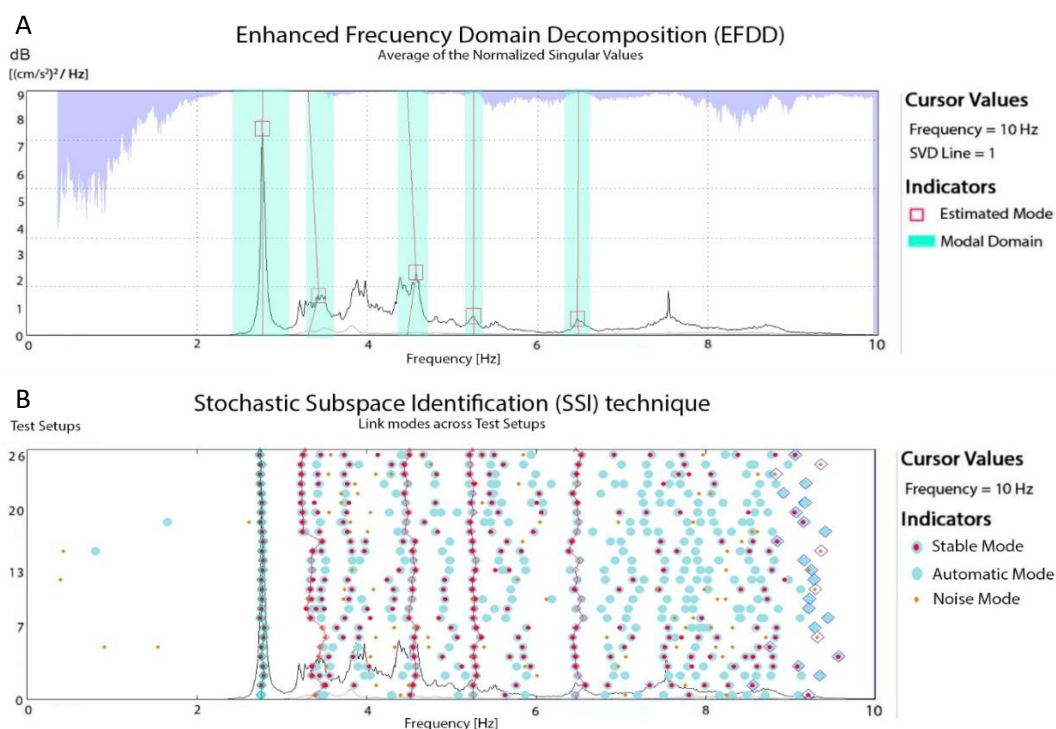


Figure 88. Tratamiento de datos con el método EFDD (A) y SSI (B).



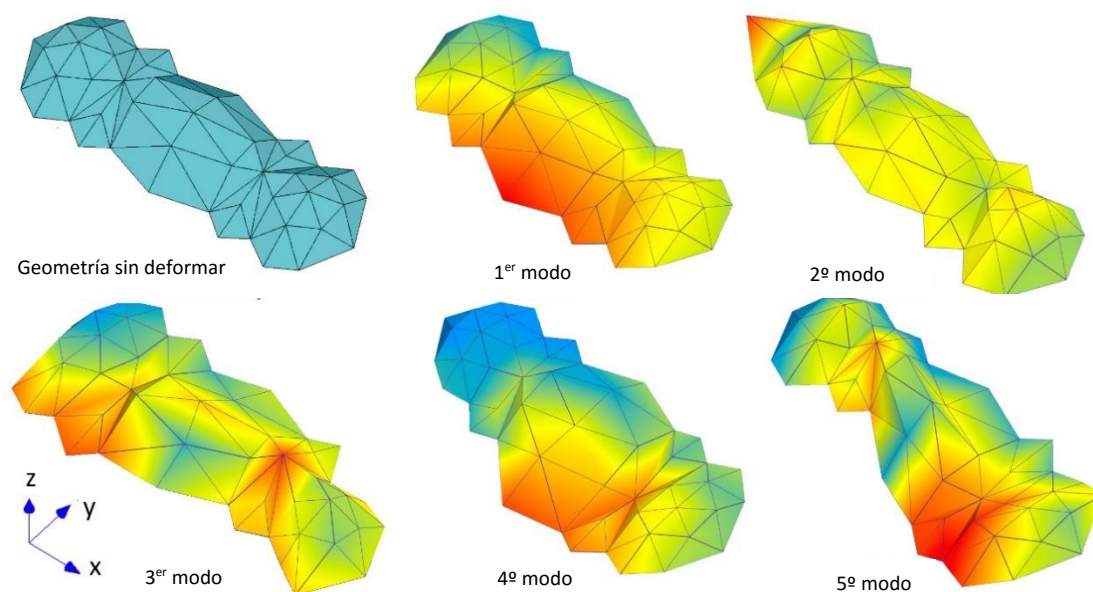
Con ambos métodos se identificaron un total de cinco modos de vibración en un rango de frecuencias de 0 a 10 Hz. Los resultados obtenidos, así como la comparación del valor MAC entre ellos, se ilustran en la [Tabla 24](#).

**Tabla 24.** Resultados de OMA: frecuencias naturales ( $f$ ), amortiguamiento modal ( $\xi$ ) y desviación estándar (Std)

	SSI				EFDD				MAC
	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
<b>Modo 1</b>	2.77	0.01	1.12	0.40	2.77 (0.0%)	0.01	0.89 (26%)	0.28	0.99
<b>Modo 2</b>	3.28	0.05	1.50	0.68	3.30 (0.6%)	0.37	0.92 (63%)	1.24	0.87
<b>Modo 3</b>	4.52	0.05	2.36	0.66	4.46 (1.4%)	0.20	1.79 (32%)	0.91	0.88
<b>Modo 4</b>	5.26	0.03	1.24	0.48	5.25 (0.2%)	0.02	0.88 (61%)	0.28	0.90
<b>Modo 5</b>	6.48	0.04	2.04	0.95	6.48 (0.0%)	0.03	1.11 (84%)	0.46	0.82

El porcentaje entre paréntesis indica el error relativo teniendo como referencia los resultados del método SSI.

Partiendo de los resultados recopilados en la [Tabla 24](#), se identificaron las frecuencias naturales con errores relativos inferiores al 1.5%, teniendo los resultados del método SSI como referencia. Los resultados para el coeficiente de amortiguamiento presentan una mayor variabilidad (hasta un 84%), siendo la amortiguación media del edificio de 1.65% y 1.18%, para las técnicas de SSI y EFDD, respectivamente. Dicha variabilidad no resulta sorprendente, ya que para una estimación de mayor fiabilidad sería necesaria una mayor excitación de la estructura. Aun así, la estimación de dichos amortiguamientos no resulta necesaria para la realización del análisis estático, que se desarrollará más adelante. Con respecto a las formas modales, los valores MAC fueron generalmente mayores que 0.85, lo que supone una buena correlación entre ambos métodos. La forma modal del segundo modo muestra un movimiento de traslación longitudinal, mientras que el resto de los modos corresponden a modos de flexión de las bóvedas ([Fig. 89](#)).



**Figura 89.** Formas modales asociadas a los resultados experimentales (SSI).



### Calibración del modelo de elementos finitos

Una vez identificados los parámetros modales de la estructura, retomamos el modelo inicial de elementos finitos. En primer lugar, se determinaron los parámetros físicos de la estructura que presenten mayor incertidumbre o sensibilidad con su comportamiento estructural. Para ello se realizó un estudio de sensibilidad entre los diferentes parámetros posibles. Una vez llevado a cabo dicho estudio de sensibilidad, se seleccionaron cuatro parámetros de actualización como aquellos que presentaban mayor sensibilidad con el comportamiento dinámico de la estructura. Los parámetros seleccionados fueron los módulos de elasticidad de la fábrica de ladrillo ( $E_L$ ) y de piedra ( $E_P$ ), la rigidez que simula la conexión con el Palacio ( $S_P$ ), y la masa inercial transmitida también por el Palacio ( $I_P$ ) (Fig. 90). Este último parámetro aparece tras la imposibilidad de llevar a cabo el proceso de calibración considerando únicamente la rigidez como única variable que simule el efecto modal que presenta el resto del Palacio sobre la capilla. La selección de un número mayor de parámetros dificultaría en exceso la comprensión física del fenómeno de ajuste.

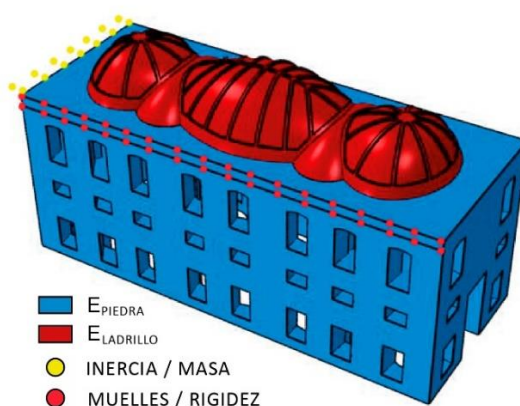


Figura 90. Modelo de elementos finitos y grupos de materiales/elementos considerados.

La actualización del modelo de EF se llevó a cabo mediante la implementación de algoritmos genéticos (descrito en el punto 2.2.2.1) en el programa *MATLAB* [62], utilizando los datos obtenidos de las cuatro primeras frecuencias naturales identificadas. Al igual que en el caso del Teatro Romano de Cádiz, se declinó el uso de las formas modales debido a la irregularidad que éstas presentan. Partiendo de dichas consideraciones, la función objetivo del proceso fue definida a partir de los residuos generados por la diferencia entre las frecuencias naturales de vibración correspondientes a los cuatro primeros modos de vibración. Por tanto, la función objetivo quedó definida por cuatro residuos, lo cuales resultaron suficientes para la calibración de los cuatro parámetros señalados. Finalmente, la función objetivo quedó optimizada mediante el empleo de algoritmos genéticos, usando una población de 1000 vectores, y alcanzándose el mínimo tras 35 iteraciones.

La Tabla 25 muestra los mencionados parámetros de calibración con sus correspondientes valores iniciales (del modelo inicial de EF), intervalos de optimización y valores finales. Como puede observarse, los valores actualizados varían hasta un 30% con respecto a los valores definidos en el modelo inicial.

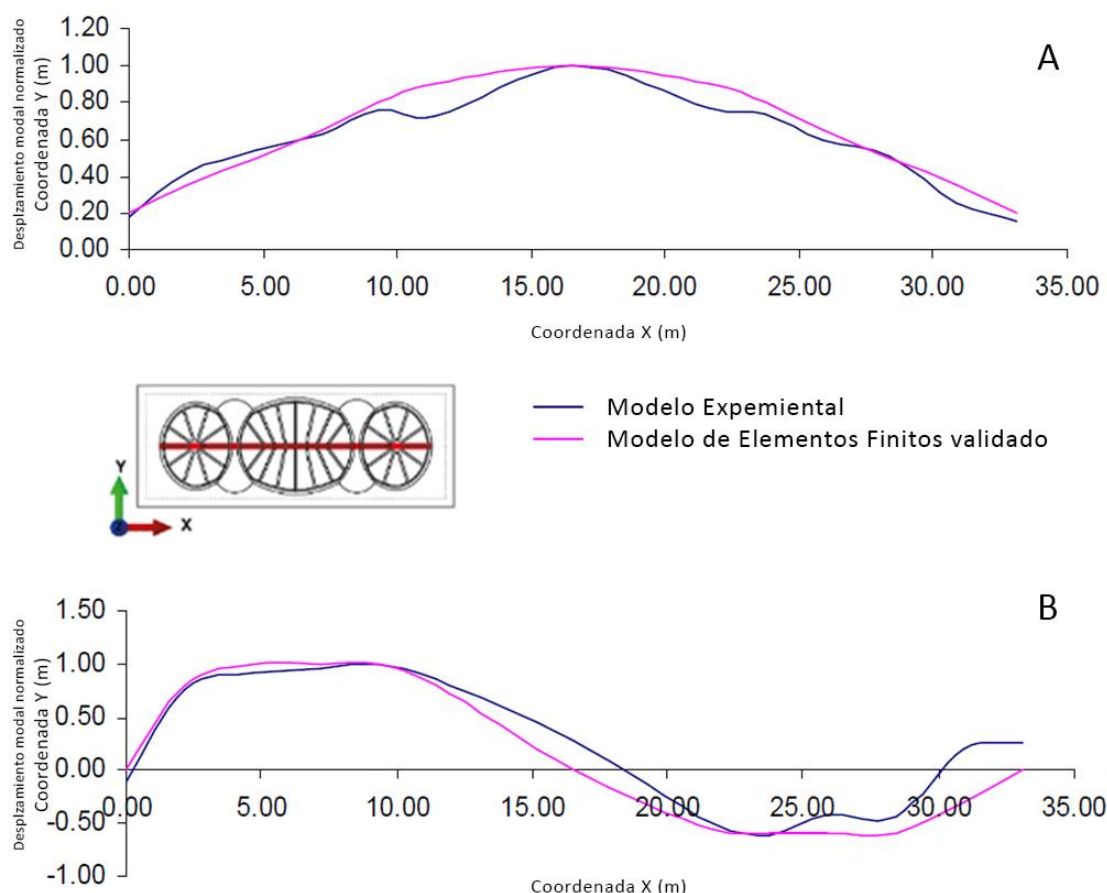
Tabla 25. Resumen de los resultados del proceso de calibración: Propiedades mecánicas.

Parámetro de actualización	Valor Inicial	Intervalo de optimización		Valores actualizados
		Límite inferior	Límite superior	
$E_L$ (MPa)	1100	700	2000	<b>921</b>
$E_P$ (MPa)	2200	1500	3500	<b>2710</b>
$S_P$ (kN/m)	9000	6000	12000	<b>10800</b>
$I_P$ (kg)	4000	2000	6000	<b>4680</b>

Una vez llevada a cabo la implementación del proceso, se puede ver en la [Tabla 26](#) como se mejora claramente la correlación entre las frecuencias naturales experimentales y numéricas, reduciendo la diferencia relativa entre frecuencias naturales y obteniendo, posteriormente, valores de comparación MAC cercanos a la unidad ([Fig. 91](#)). Al igual que en los caso anteriores se le da validez a los resultados obtenidos, puesto que éstos están dentro de su rango físico aceptable.

Tabla 26. Comparación de frec. naturales obtenidas experimentalmente (SSI) y analíticamente (MEF)

Modos	$f_{EFDD}$	$f$ (MEF inicial)	$f$ (MEF actualizado)	Valor MAC
<b>Modo 1</b>	<b>2.77</b>	2.59 (6.5%)	<b>2.79 (0.71 %)</b>	<b>0.99</b>
<b>Modo 2</b>	<b>3.30</b>	3.04 (7.9%)	<b>3.29 (0.30%)</b>	<b>0.96</b>
<b>Modo 3</b>	<b>4.46</b>	4.15 (6.9%)	<b>4.43 (0.67%)</b>	<b>0.93</b>
<b>Modo 4</b>	<b>5.25</b>	4.65 (11.4%)	<b>5.15 (1.90%)</b>	<b>0.88</b>



**Figura 91.** Ejemplo de correlación entre los modos de vibración experimentales y numéricos. (A) Primer modo de vibración. (B) Tercer modo de vibración.

### Resultados: Análisis no lineal de la Capilla del Palacio de Würzburg.

Al igual que en el caso del Monasterio de San Jerónimo, el objeto de la presente tesis no es el desarrollo del análisis estructural del objeto de estudio. Aun así, a continuación se presentaran una serie de resultados obtenidos en el análisis no lineal llevado a cabo sobre el modelo calibrado de la Capilla del Palacio de Würzburg (Fig. 90).

Los materiales estructurales se modelaron utilizando un modelo constitutivo no lineal. Dicho modelo se caracteriza por su comportamiento lineal en régimen elástico y por su comportamiento elastoplástico en el rango no lineal, teniendo en cuenta diferentes comportamientos bajo esfuerzos de compresión y tracción. Para mayor información sobre el modelo constitutivo se remite al Anejo I. Las propiedades mecánicas consideradas para cada uno de los materiales se resumen en la Tabla 27, manteniéndose en el nuevo modelo los valores calibrados referentes a la rigidez y a la masa inercial transmitidos por el resto del Palacio.

Tabla 27. Propiedades de los materiales considerados en el análisis

Material	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	E <sub>0</sub> (MPa)	ν	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>t</sub> (MPa)	G <sub>r</sub> (N/m <sup>2</sup> /m)
Brick masonry	1981	921	0.20	1.00	0.10	18
Stone masonry	2100	2710	0.25	2.80	0.28	18

E<sub>0</sub>: M. de deformación elástico, ν: C. de Poisson, f<sub>c</sub>: Res. máxima a compresión, f<sub>t</sub>: Res. máxima a tracción, G<sub>r</sub>: Energía de fractura.

El análisis se realizó exclusivamente bajo cargas verticales. Se realizaron dos cálculos. El primero consideró únicamente el peso propio de la estructura con la finalidad de estudiar el comportamiento actual de la misma. Es de destacar que, en la actualidad, no se observan lesiones de importancia en la Capilla, por lo que nuestro modelo debe recoger dicha situación. En un segundo cálculo, se consideró el aumento de las cargas verticales por medio de un factor de gravedad, que se incrementó hasta el colapso de la estructura. De esta forma se identificó, tanto el factor de seguridad de la estructura frente a cargas verticales, como el patrón de grietas de la misma hasta el colapso estructural.

### Análisis de los resultados

Para llevar a cabo el análisis numérico se utilizó el software *Abaqus/CAE 6.13* [52].

### CONDICIONES DE SERVICIO

En lo que se refiere a la primera configuración planteada, el peso total de la capilla es aproximadamente de 63700 kN. La tensión media de compresión en la base es de 0,5 MPa, siendo la máxima cercana a 1,0 MPa en la esquina inferior suroeste del edificio. En lo que se refiere a los esfuerzos de compresión, los materiales permanecerían en el rango elástico teniendo en cuenta que las tensiones máximas en la base de la capilla son alrededor del 34% de la resistencia a compresión de la fábrica. Sin embargo, aunque sigue manteniéndose dentro del régimen elástico, hay algunas zonas donde las tensiones máximas de tracción son muy próximas a 0,09 MPa (en rojo, imagen 1, Fig. 92), que es el valor límite fijado. Estos valores se encuentran en áreas muy específicas de la superficie superior de las bóvedas y de las aberturas de los muros (Fig. 92). Aunque el factor de seguridad es bajo, estos resultados confirman la ausencia de lesiones en la Capilla del Palacio de Würzburg.

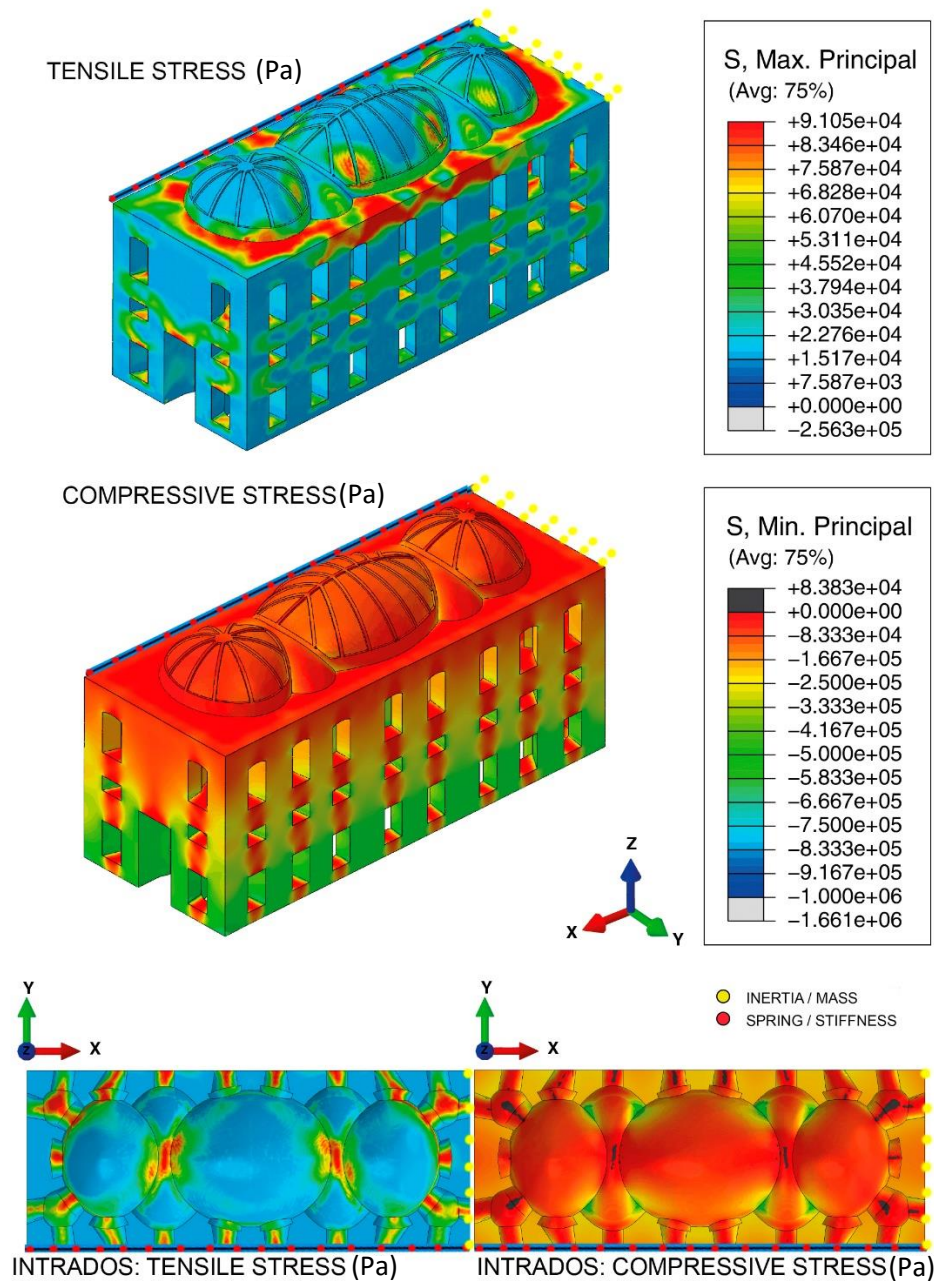


Figura 92. Resultado a nivel de tensiones del cálculo a peso propio.

### EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Por otro lado, se realizó el análisis no lineal aumentando el valor de la gravedad hasta el colapso de la estructura. El máximo factor obtenido fue de 4.84g. La Fig. 93 muestra la evolución de las grietas hasta el mencionado colapso, presentando principalmente dos comportamientos diferentes. El primero de ellos es causado por la acción horizontal de las propias bóvedas, mientras que el segundo se debe a la deformación que experimentan los muros en la esquina suroeste de la capilla.

El patrón de grietas debido a la acción horizontal de las bóvedas se hace visible para un factor de gravedad de 2g. Las grietas se desarrollan transversalmente en la parte superior de las bóvedas siguiendo la dirección Y (Fig. 93. Carga: 2g).



Las grietas causadas por la deformación que experimenta la esquina suroeste pueden ser detectadas a partir de un factor de gravedad de 3.7g. La evolución de dichas grietas es muy rápida a lo largo de la bóveda más cercana a esta esquina (Fig. 95. Carga: 4.84g).

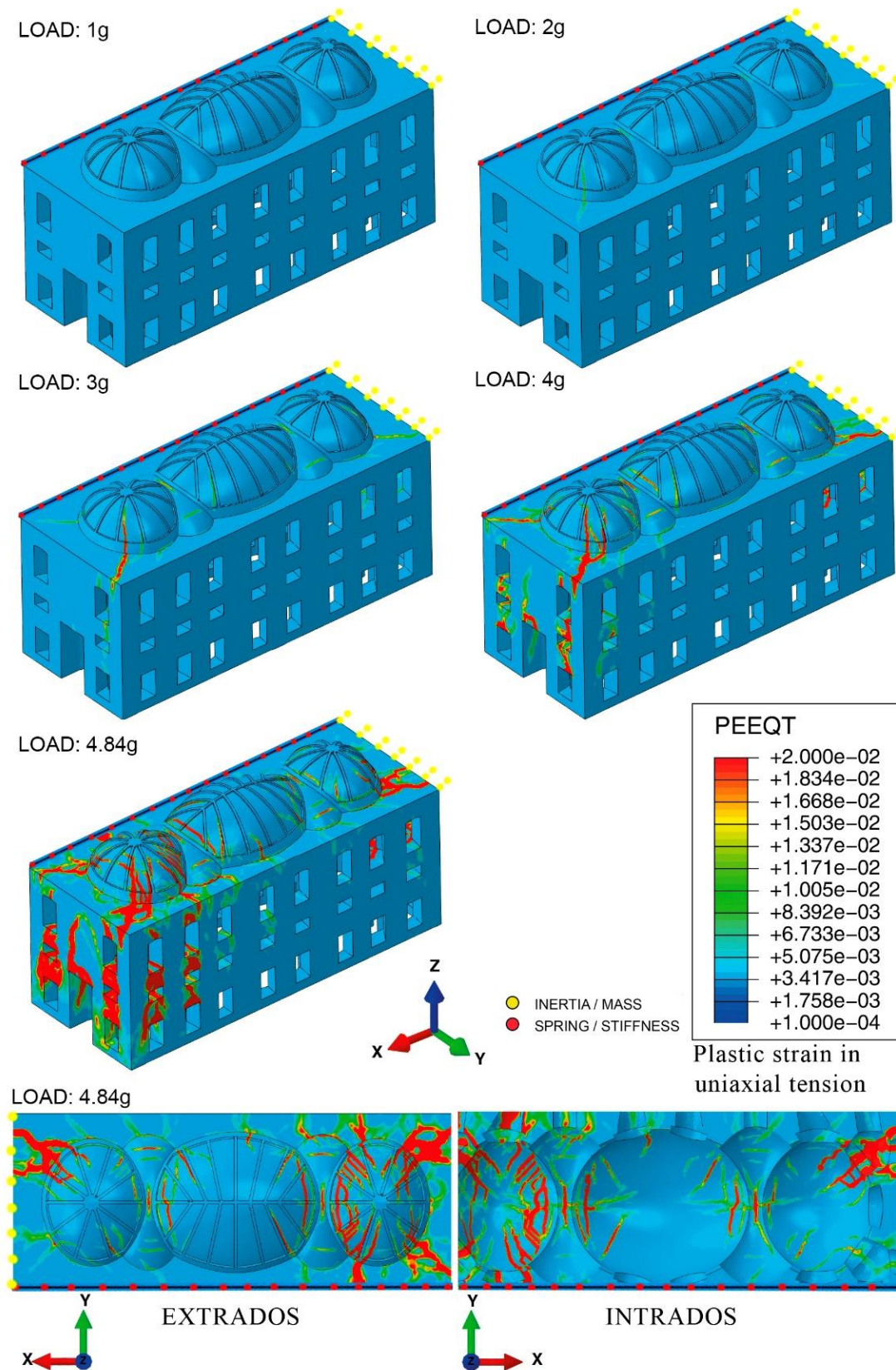


Figura 93. Patrón de grietas en diferentes pasos de carga. 1g, 2g, 3g, 4g y 4.84g.



A partir de los resultados obtenidos, se confirma que el colapso de la estructura se produciría debido a la baja capacidad de tracción de la mampostería. Por otro lado, los niveles de compresión son bajos tanto en las bóvedas como en los muros perimetrales, oscilando sus valores máximos entre 1.5 y 2.8 MPa, valores mucho más bajo que el valor límite considerado. Las tensiones máximas de compresión se encuentran en las zonas más próximas a las intersecciones de las bóvedas. Finalmente, la seguridad estructural del edificio se verifica frente a una carga vertical adicional cuyo valor no es superior a 3.84 veces el peso de la propia estructura. La Fig. 94 muestra la respuesta estructural de dos puntos representativos de las bóvedas por medio de sus curvas de carga-desplazamiento. Es de resaltar que la respuesta no lineal de dichos puntos comienza con un factor de carga muy cercano a la unidad.

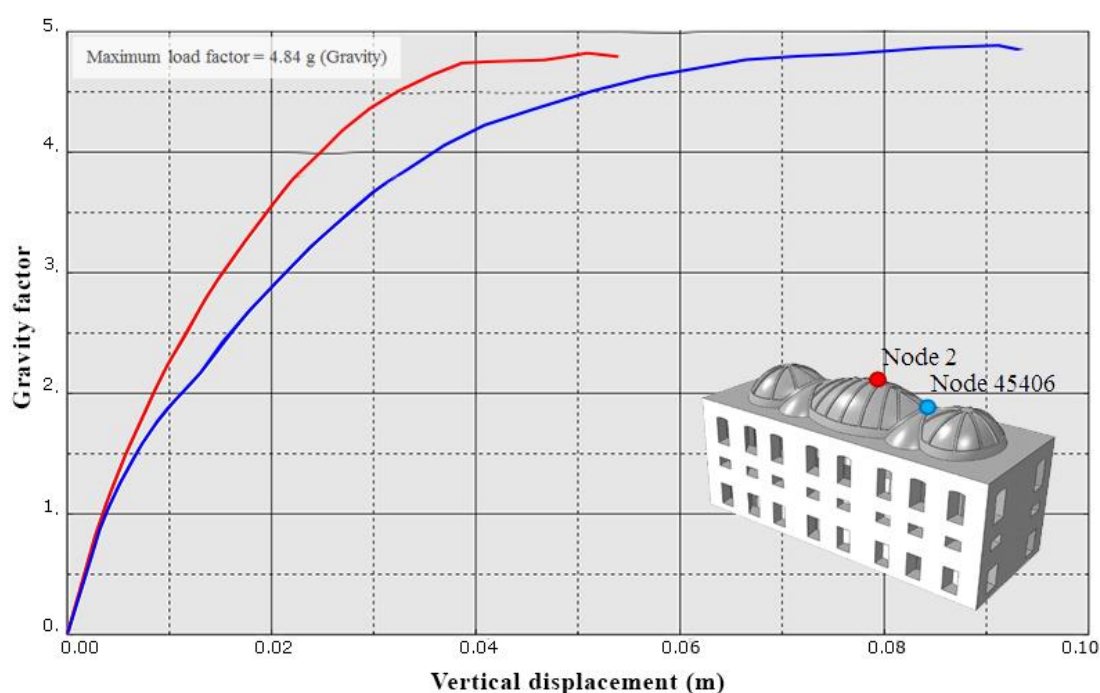


Figure 94. Análisis no lineal. Curva de capacidad.

## Conclusiones

Este apartado se centra en la caracterización dinámica de la Capilla del Palacio de Würzburg. Para ello, se presenta el desarrollo tanto de las pruebas de vibración ambiental realizadas, como la utilización de la técnica OMA para identificar los parámetros modales de la estructura. Una vez identificados dichos parámetros, se presenta el proceso de calibración del modelo de EF de la Capilla. Finalmente, se desarrolla un breve análisis estructural con el fin de evaluar el estado actual de la Capilla.

Por un lado, y al igual que en el caso de la Capilla de la Jura, se concluye la eficacia que presenta el Análisis Modal Operacional como técnica para identificar experimentalmente propiedades dinámicas en elementos concretos y singulares. Se ha certificado la utilidad de la técnica para identificar los parámetros modales de una cubierta ligera de fábrica. Cinco modos de vibración

fueron identificados en un rango de frecuencia de 0 a 10 Hz con diferencias entre los EFDD y SSI siempre menores al 3%, y valor MAC superior a 0.8.

Por otro lado, los datos modales identificados a partir de la aplicación de la técnica OMA se han utilizado para obtener un modelo numérico validado de la capilla del Palacio de Würzburg. Para ello, en lo que se refiere al proceso de calibración, se ha de resaltar que se han tenido en cuenta nuevos parámetros de calibración como son la masa inercial y la rigidez transmitida por el resto del Palacio. La correlación entre las frecuencias naturales, experimentales y numéricas, y los valores del M.A.C. de los cuatro modos de vibración estudiados se ha incrementado de forma notable. Todos los cambios en los parámetros están dentro de sus límites físicos aceptables, lo que facilita su interpretación técnica y valida el éxito global del proceso de actualización. En definitiva, se utiliza la técnica OMA como herramienta para poder llevar a cabo un análisis estructural de una construcción histórica realmente singular.

Finalmente, tras la realización del análisis estructural, se concluye que la respuesta no lineal de la estructura comienza bajo una carga vertical cuyo valor es realmente cercano al peso propio de la Capilla. El colapso final de la estructura es causado principalmente por dos factores. El primero de ellos es la baja rigidez que presentan las bóvedas secundarias en comparación con la rigidez de las principales. Dicho efecto se ve amplificado por el segundo factor señalado, la baja rigidez que presentan los muros por sus elevadas esbelteces y gran porcentaje de huecos. Esta baja rigidez acaba provocando el colapso local de la estructura en la esquina suroeste del edificio, al fragmentarse el muro en el dintel de los huecos.

### 3.3 Resumen global de los resultados

El tercer apartado, y cuerpo central de la tesis, se ha centrado en la exposición de todos los casos de estudio desarrollados. Se ha presentado la aplicación de OMA en el área del Teatro Romano de Cádiz, la Capilla de la Jura (Jerez de la Frontera), la Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera), el Monasterio de San Jerónimo (Sevilla) y la Capilla del Palacio de Würzburg (Alemania).

En este punto se llevará a cabo una puesta en común de los resultados obtenidos en cada uno de los casos de estudio, centrándonos tanto en la aplicación de la técnica OMA, como en el uso de los datos recopilados para calibrar modelos numéricos de cálculo (Tabla 28). Para ello, recuperamos la tabla utilizada en el desarrollo del punto 2.2.3, donde se sintetizaron los datos extraídos del estudio del estado del arte de la técnica OMA sobre edificaciones históricas de fábrica.

Tabla 28. Resumen de los resultados.

ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL											
CASO	Acel.	Nº puntos med.	Direc. Medidas en cada punto	Nº acel. refer.	Nº med.	T. cada medida (min)	Met. idi. modal	Nº modo loc.	Rango de f. (Hz)	Dif max. f. (%)	Rango MAC
C1	8 de F.B.	20	1	4	4	12	EFDD, SSI	3	0-10	1.5	0.94-0.99
C2	8 de F.B.	17	3	2	9	12	EFDD, SSI	6	0-12	4	0.81-0.99
C3	8 de F.B.	36	3	2	17	12	EFDD, SSI	7	0-10	4.5	0.75-0.95
C4	8 de F.B.	192 (6 camp)	2	4	96 (6 camp)	12	EFDD, SSI	10	0-10	1.7	0.85-0.99
C5	8 de F.B.	51	3	2	17	12	EFDD, SSI	5	0-10	1.5	0.82-0.99
MODELO DE ELEMENTOS FINITOS											
CASO	Tipos de elementos	Nº de elementos	Nº de nodos	Grados de libertad	Parámetros de ajuste	Diferencia máxima frecuencias (%)		Rango MAC			
C1	Superficiales y Sólidos	975370	189585	666177	Módulo de E.	0.97		0.88-0.99			
C2	Sólidos	894807	177617	532851	-	-		-			
C3	Superficiales	50000	40000	240000	-	-		-			
C4	Superficiales y Sólidos	10213161	1967637	6113772	Módulo de E.	4.33		0.84-0.99			
C5	Sólidos	1606908	329472	988416	Módulo de E, masa inercial ( $I_p$ ) y rigidez ( $R_p$ )	0.71		0.93-0.99			

C1: Área del Teatro Romano de Cádiz, C2: Capilla de la Jura, C3: Iglesia de Santiago, C4: Monasterio de San Jerónimo, C5: Capilla del Palacio de Würzburg.

Son numerosos los puntos que se pueden establecer a partir de la comparación de los resultados obtenidos en cada caso de estudio. Siguiendo el orden establecido en la tabla anterior se presentan los siguientes:

1. Siguiendo la planificación presentada en el punto 2.1.2, y utilizando siempre tanto el mismo equipo de toma de datos, como los métodos EFDD y SSI para su tratamiento, se ha conseguido identificar de forma precisa los modos de vibración de las distintas estructuras históricas en un rango de frecuencias de 0 a 10 Hz. Las diferencias entre las frecuencias naturales obtenidas con ambos métodos han sido siempre menores al 5%, y el valor de comparación MAC por lo general superior a 0.85.
2. Solo en la Capilla de la Jura se ha identificado un modo de vibración cuya frecuencia asociada supera los 10 Hz. Para lograr la identificación de modos de vibración en rangos mayores de frecuencia, no resulta suficiente con la excitación ambiental para este tipo de edificaciones.
3. El tiempo de medida de 12 minutos se presenta como un tiempo adecuado para identificar con fiabilidad los modos de vibración en un rango de frecuencias de 0 a 10 Hz.
4. Los procesos de calibración seguidos para llevar a cabo el ajuste de los modelos de elementos finitos a partir de los valores de frecuencias naturales quedan validados por los resultados obtenidos. Las diferencias entre las frecuencias naturales obtenidas de forma experimental y numérica han sido siempre menores al 5%, y el valor de comparación MAC por lo general superior a 0.85.
5. Los modelos de EF constituidos por elementos sólidos presentan una ligera mejora a la hora de llevar a cabo el proceso de calibración. En los casos C1, C4 y C5, que están constituidos en su mayoría por elementos volumétricos, se obtienen mejores resultados que en los casos expuestos en el estado del arte. Como inconveniente, el tiempo humano y de computación a la hora de realizar dichos modelos volumétricos es mayor.
6. La utilización de modelos locales a través de la introducción de nuevos parámetros de calibración, además del módulo de elasticidad, permiten una importante mejora en términos de coste computacional y humano. En este sentido, resulta especialmente importante la selección de los parámetros de ajuste manteniendo siempre el sentido físico de los mismos. Dicha consideración puede observarse con claridad en el caso de la Capilla del Palacio de Würzburg.

## ***CAPÍTULO 4***

***CONCLUSIONES Y  
FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN***





## CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este apartado se presentan tanto las conclusiones del presente trabajo, como los posibles trabajos y futuras líneas de investigación surgidos a partir de su consecución.

### 4.1 Conclusiones

El Análisis Modal Operacional (OMA) ha alcanzado en los últimos años un grado de madurez significativo, consolidándose como una técnica de identificación modal robusta y precisa en el mundo ingenieril. Sin embargo, hemos visto en el desarrollo del estado del arte que las aplicaciones en relación al mundo de la arquitectura histórica de fábrica no son muy numerosas, y menos en España. Siendo poco numerosas, la mayoría de estas aplicaciones se refieren a torres o elementos esbeltos, mientras que el número de casos de estudio asociados a estructuras más masivas o elementos locales de las mismas es aún menor. En el presente trabajo se ha apostado por avanzar en el desarrollo de esta técnica de identificación modal en este último grupo de edificaciones, en aplicaciones orientadas tanto al control y evaluación de intervenciones estructurales, como a la calibración de modelos numéricos de cálculo. Para ello, durante el desarrollo de este trabajo de investigación, se han presentado una serie de casos de estudio, cuyas circunstancias y singularidades ofrecieron las condiciones propicias para explorar la aplicación de la técnica OMA sobre estructuras históricas de fábrica. Dichas circunstancias abarcaron, desde la gran oportunidad que supone evaluar intervenciones estructurales tan singulares como la del teatro Romano de Cádiz, hasta aspectos novedosos relativos al tipo de edificación histórica estudiada, como es el caso de la configuración en forma de claustro del monasterio de San Jerónimo. La utilización de la técnica OMA en relación a las estructuras estudiadas queda respaldada por los buenos resultados obtenidos, factor al que hay que sumar otros propios de la técnica OMA como la simplicidad y el bajo coste de su ejecución, el ser una técnica no destructiva y la no interferencia en las condiciones de funcionamiento de las edificaciones.

En definitiva, el desarrollo de esta tesis doctoral nos ha llevado a confirmar la gran potencialidad que ofrece OMA, como herramienta de diseño y control a la hora de afrontar un proyecto de rehabilitación en estructuras históricas de fábrica. En este sentido, entre sus numerosas aplicaciones, presenta un gran interés la posibilidad que nos ofrece para calibrar modelos numéricos de cálculo, en base a los resultados experimentales registrados. Estos modelos, que originariamente se presentan llenos de suposiciones, tras sus procesos de calibración nos permiten desde analizar estructuralmente el estado actual de la edificación histórica, hasta estimar el efecto estructural de las intervenciones antes de que estas se produzcan o analizar la efectividad de distintas propuestas de intervención mediante su implementación en el modelo calibrado.

A continuación, se presentan otra serie de conclusiones extraídas tras la realización del trabajo, y que apoyan en su conjunto la principal conclusión indicada con anterioridad:

- La planificación de los ensayos tiene una gran importancia para el éxito de las pruebas experimentales. En ella se deciden el número de transductores a utilizar, el número de puntos a medir, el número de sensores de referencia, el tiempo y el número de las medidas a realizar, el método de identificación a utilizar, etc. En función de las elecciones realizadas los resultados de las pruebas pueden resultar más o menos fiables. En lo que se refiere a la planificación de ensayos propuesta en el presente documento, son numerosas las conclusiones que pueden extraerse. Las principales se detallan a continuación:
- En primer lugar, se concluye la idoneidad del uso de acelerómetros de fuerza balanceada para identificar de forma precisa los modos de vibración de este tipo de estructuras históricas, que se localicen en un rango de frecuencias de 0 a 10 Hz. En este sentido, la mayor ventaja que presentan frente a otro tipo de acelerómetros, como los piezoeléctricos, reside en la identificación de modos realmente bajos (por debajo de 2 Hz) que puedan indicar daños estructurales. Este hecho se ilustra en los casos de la Capilla de la Jura y la Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera).
  - En relación al tiempo de medida de cada una de las series experimentales, se concluye que 12 minutos resulta un tiempo razonable para identificar en las estructuras históricas estudiadas los modos localizados en un rango de frecuencias de 0 a 10 Hz. Por encima de dicho rango de frecuencias, la planificación seguida, bajo condiciones únicamente de vibración ambiental, resulta insuficiente.
  - Con respecto a los métodos de identificación modal ha constatado la elevada fiabilidad de las técnicas SSI y EFDD, en relación a la identificación de las frecuencias propias de una construcción histórica de fábrica. Los resultados avalan dicha fiabilidad a través del bajo porcentaje de diferencia entre las frecuencias identificadas por ambos. Por otro lado, aunque el valor de comparación MAC entre las formas modales obtenidas por ambos métodos es generalmente elevado, la limpieza de dichas formas modales no es tal en este tipo de edificaciones tan masivas. A su vez, la incertidumbre en torno a la identificación de los coeficientes de amortiguamiento modal es realmente elevada. Se concluye, que para mejorar dicha estimación, las fuerzas ambientales como fuente de excitación no son suficiente, necesitándose por tanto otras fuentes de mayor intensidad. Dicho aspecto, presentaría el inconveniente de tener que utilizar una serie de fuentes artificiales, que en general no son convenientes o ni siquiera permitidas en estructuras históricas.
- En lo que se refiere al modelo de EF, es muy importante caracterizar geométricamente el objeto de estudio de la forma más exhaustiva posible. En el desarrollo del presente trabajo se ha introducido el uso de la fotogrametría como herramienta de apoyo para llevar a cabo el levantamiento geométrico de edificios singulares, mostrando ser una herramienta eficaz para casos donde dicho levantamiento geométrico es realmente complejo.

- A la hora de definir el modelo numérico de estudio, se ha observado como el uso mayoritario de elementos sólidos favorece el proceso de calibración. Este hecho se ha puesto de relieve en los casos del Teatro Romano de Cádiz, el Monasterio de San Jerónimo y la Capilla del Palacio de Würzburg. Como inconveniente, estos modelos presentan un mayor coste tanto humano como computacional, aspecto que está siendo minimizado día a día con la implementación de equipos de cálculo de mayor capacidad.
- En lo que se refiere al proceso de calibración, en términos generales, los resultados avalan la idoneidad de utilizar métodos indirectos basados en algoritmos genéticos de optimización para calibrar los modelos de elementos finitos. De igual forma, se pueden extraer del trabajo realizado otras conclusiones más específicas:
  - El proceso presentado resulta válido siempre y cuando se respete el sentido físico del problema, quedando los parámetros de ajuste dentro de un rango razonable (i. e. físicamente aceptable).
  - El ajuste del proceso de calibración partiendo únicamente de los datos de las frecuencias naturales ofrece mayor fiabilidad que teniendo también en cuenta los valores de los desplazamientos modales para este tipo de edificaciones tan masivas. Por experiencia, los ratios de convergencia usando las formas modales no han resultado ser efectivos y eficientes. Este hecho se debe a la falta de limpieza que ofrecen las formas modales en este tipo de edificaciones, y la consiguiente incertidumbre que ello supone a la hora de establecer su peso o importancia en el mencionado proceso de calibración. Aun así, y con el fin de tener en cuenta dichas formas modales, una vez finalizado el proceso de calibración, se comprueba la bondad del valor de comparación MAC entre el modelo calibrado y los registros experimentales.
- Por último, debido a la buena correlación entre los datos experimentales y teóricos, y como ya se ha señalado con anterioridad, los modelos calibrados están preparados tanto para evaluar la seguridad estructural del edificio, como para controlar y evaluar posibles intervenciones estructurales.

## 4.2 Futuros trabajos y líneas de investigación

Tras el desarrollo del presente trabajo de investigación son numerosos los posibles futuros trabajos y líneas de investigación que se pueden seguir.

### 4.2.1 Futuros Trabajos

- En el caso del Teatro Romano de Cádiz, una vez que se finalicen las labores de vaciado del terreno bajo los paraguas de inyección, se pretende validar la predicción realizada a partir del modelo calibrado de EF. Para ello se desarrollaría una nueva medición in-situ, la cual nos proporcionaría una serie de datos experimentales que serían comparados con los resultados modales del modelo final de cálculo para corroborar que ambos presentan un comportamiento dinámico similar.
- Se pretende realizar un estudio de mayor profundidad de la Capilla de la Jura, para lo cual se desarrollará la calibración del modelo de EF. Para ello se seguirá el proceso de calibración presentado en los demás casos incluyendo, al igual que en la Capilla del Palacio de Würzburg, nuevos parámetros de calibración adicionales que consideren el efecto que la Iglesia de San Juan de los Caballeros sobre la propia capilla.
- En lo que se refiere a la Iglesia de Santiago, una vez finalizadas las obras que se están llevando a cabo, se pretende realizar una nueva campaña experimental para analizar los efectos de la misma sobre la edificación y evaluar las mejoras conseguidas.
- En referencia al Monasterio de San Jerónimo, se está llevando a cabo un análisis estructural más exhaustivo del modelo numérico, con la finalidad de evaluar su estado actual y las causas que han provocado su deterioro.

### 4.2.2 Líneas de Investigación

- Como primera línea de investigación planteada, se están desarrollando estudios para mejorar la limpieza de las formas modales asociadas a este tipo de edificaciones históricas tan masivas. En particular, se plantea analizar el posicionamiento óptimo de sensores.
- En relación a la calibración de modelos de EF, se plantea el estudio de métodos de optimización con multiobjetivos como técnica para mejorar dicho proceso en modelos numéricos de edificaciones históricas tan masivas, donde, como se ha señalado anteriormente, las formas modales no son particularmente claras. De esta forma, se introducirían independientemente los valores de las frecuencias naturales y desplazamientos modales, lo cual podría suponer una clara mejora en los resultados de dicho proceso de calibración.
- Existe otra posible línea de investigación orientada a mejorar la estimación de los amortiguamientos modales mediante el uso de la técnica OMA, superando así las actuales limitaciones.

- Para finalizar, como futura labor general a desarrollar, se destaca el interés de seguir aplicando esta técnica de identificación modal en relación a construcciones históricas de fábrica. Se propone sistematizar y extender el método como una herramienta fundamental para el diseño y el control de proyectos de rehabilitación sobre este tipo de edificaciones.





## CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH

In this chapter are presented the conclusions of this work. Some possibilities in terms of future works and future research are also proposed.

### 4.1 Conclusions

Operational Modal Analysis (OMA) has demonstrated to be a good tool for modal identification. However, the state-of-the-art analysis has revealed just a scarce number of cases of application of OMA in historical masonry buildings. Mostly of them are slender buildings as towers. This research focuses on the application of OMA to non-slender masonry buildings to control and assess restorations and to calibrate Finite Element models of them. To this end, some case studies are presented in this work. All the buildings analysed in this thesis presented some characteristics that made them appropriated to make the application of OMA to historical masonry buildings advance. To set an example, the unique structural intervention that was running in the area of the Roman Theatre of Cadiz during the fulfilment of this thesis, allowed to demonstrate the utility of OMA to assess the safety of the process. The use of OMA has been widely justified by the good, fast and economical results obtained.

Finally, this thesis confirms the suitability of OMA as a design and control tool for repairing historical masonry structures. In this sense, is especially interesting the possibility of calibrating FE models. Once calibrated, the models give the possibility of a more exact knowledge of the behaviour of the building. This makes possible the estimation of the final result of a future intervention, reducing this way the assumptions done when a restoration is planned.

Another conclusions are:

- Test planning is relevant for the success of the analysis. Aspects that are decided in this phase, such as the number of transducers, the number of points to measure, the number of reference sensors, number and length of set-ups, which identification method will be used plays a key role in the quality of the results that will be obtained. The main conclusions of the test planning proposed in this thesis are:
  - Force balanced accelerometers are suitable to identify vibration modes of historical masonry buildings, usually presenting frequencies ranging from 0 to 10 Hz. The main advantage of force balanced accelerometers is the capacity of detecting frequencies under 2 Hz that may imply the presence of structural damage. The cases study of the Chapel of la Jura (Jerez de la Frontera, Spain) and the Church of Santiago (Jerez de la Frontera, Spain) demonstrates this assumption.
  - Twelve minutes was enough for set-ups in all the cases study to identify the vibration modes with frequencies ranging from 0 to 10 Hz. To identify higher frequencies in an ambient vibration test, a longer set-up is necessary.

- SSI and EFDD methods are reliable techniques to identify natural frequencies in historical masonry structures. This conclusion can be extracted since the values obtained by them are almost coincident. On the contrary, the modal shapes are not shown clearly in non-slender structures although high MAC values have been found. To improve the quality of these data, the vibrations should be higher than just the produced by natural agents. This presents the disadvantage of this shakers would be necessary to supply the low intensity of the ambient vibrations. The main difficulty lies in the fact that shakers and other heavy machinery are not suitable for historical heritage, and sometimes, it is even forbidden.
- The geometry of the structure to analyse must be exhaustively defined to get a quality Finite Element Model. This can be a difficult task when the object to analyse presents singularities, what is the case of the historical masonry structures. Photogrammetry has been used as a tool to this end obtaining quality results.
- The use of 3D solid elements in the Finite Element model positively contributes to the calibration of the model. This fact has been demonstrated in the cases study of the Roman Theatre of Cadiz (Cádiz, Spain), the Monastery of San Jerónimo of Buenavista (Sevilla, Spain) and the chapel of the Würzburg Palace (Würzburg, Germany). As a negative aspect, not only does the use of these elements require longer time of dedication to generate the model, but also longer computational time to solve it. This issue is related to the development of computers and software, so is being continuously minimised.
- In general, the obtained results reflect the suitability of indirect methods based on optimisation genetic algorithms to calibrate Finite Element models. More concise conclusions are:
  - The methodology is suitable only if the physical sense of the problem is observed. The adjusting parameters must range between values reasonable from the experimental point of view.
  - The calibration of the model taking as the starting point the natural frequencies of the structure supplies better results than doing it also with the modal displacement values. In this cases study, the convergence ratios using modal shapes has been ineffective. This is due to the unclear mode shapes obtained in non-slender structures and, subsequently, the uncertainty of its importance inside the calibration process. Anyway, to take into account the mode shapes, once finished the calibration of the model the MAC value is checked. This way, the calibrated model and the experimental data are compared in terms of mode shapes.

- Finally, the calibrated models can be used with different scopes: to have a better knowledge of the structural behaviour, to assess the effectiveness of a repair or to have a starting point to identify a possible damage in the future.

## 4.2 Future Works and Research

The research developed in this thesis can be continued following different lines. They had been divided into works and lines of research.

### 4.2.1 Future Works

- In the Roman Theatre of Cadiz (Cádiz, Spain), a new experimental campaign is planned. It will happen when the excavation under the grout umbrellas is finished. It will be used to confirm the veracity of the results obtained by the calibrated Finite Element Model. The new measurements will be compared with the modal results obtained by the calibrated model to check their coincidence.
- The Chapel of la Jura is going to be studied in dept. To this end, the model presented in this thesis will be calibrated. The same process shown in this document will be followed, and new calibration parameters to take into account the effect of the church attached to the Chapel will be considered. This has been introduced in the case study of the Chapel of the Würzburg Palace demonstrating its effectiveness.
- The Church of Santiago will be analysed again once finished the structural consolidation that is nowadays still running. The new data will assess the global improvement of the structural behaviour.
- A new and deeper structural analysis of the calibrated model of the Monastery of San Jerónimo is now being done. This analysis is targeted to assess its structural behaviour and to find the causes of the structural damage that currently shows.

### 4.2.2 Lines of Research

- The first line of research is targeted to improve the mode shapes making them clearer. This line is intended to find the relation between this fact and the position of accelerometers.
- The study of multiobjectives optimisation methods to improve the calibration of non-slender structures is proposed. This methodology implies the introduction of natural frequencies and modal displacements separately. This fact is supposed to be positive for the calibration of the model and, subsequently, in the clarity of the mode shapes.
- Another line of research is targeted to improve the estimation of damping ratios by OMA.
- Finally, a global line consists of continuing with the application of OMA in non-slender masonry structures. The proposal is to systematize the methodology in order to generate a tool to design and control repair works of historical masonry structures.

***ABREVIATURAS,  
ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS,  
BIBLIOGRAFÍA.***





## ***Índice de Abreviaturas***

<b>AVT</b>	Pruebas de vibración ambiental.
<b>DAQ</b>	Sistema de adquisición de datos.
<b>EF</b>	Elementos finitos.
<b>EFDD</b>	Método de descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia.
<b>EMA</b>	Análisis Modal Experimental.
<b>FDD</b>	Método Descomposición en el Dominio de la Frecuencia.
<b>FFT</b>	Transformada de Fourier.
<b>FRF</b>	Función de respuesta en frecuencia.
<b>FVT</b>	Pruebas de vibración forzada.
<b>IOMAC</b>	Conferencia Internacional de Análisis Modal Operacional.
<b>MAC</b>	Criterio de garantía modal.
<b>MEF</b>	Método de elementos finitos.
<b>OMA</b>	Análisis Modal Operacional.
<b>PP</b>	Método Peak – Picking.
<b>SSI</b>	Método de Identificación en el Subespacio Estocástico.
<b>SVD</b>	Descomposición en valores singulares.



## Tablas

- 1 Comparación del Modelo de EF y el Modelo experimental: Frecuencias naturales (B1).
- 2 Comparación del Modelo de EF y el Modelo experimental: Frecuencias naturales (B2).
- 3 Comparación del Modelo de EF y el Modelo experimental: Frecuencias naturales y valores MAC (B3).
- 4 Comparación del Modelo de EF y el Modelo experimental: Frecuencias naturales y valores MAC (B4).
- 5 Comparación del Modelo de EF y el Modelo experimental: Frecuencias naturales y valores MAC (B5).
- 6 Comparación del Modelo de EF y el Modelo experimental: Frecuencias naturales (B6).
- 7 Resumen de los datos extraídos a partir del estudio del estado del arte de OMA en relación a estructuras históricas de fábrica.
- 8 Resultados de OMA antes de los trabajos (15 de abril, 2011). Área del Teatro Romano de Cádiz.
- 9 Resultados tras la primera fase de trabajo (20 de abril, 2012). Área del Teatro Romano de Cádiz.
- 10 Resultados tras la segunda fase de trabajo (6 de abril, 2013). Área del Teatro Romano de Cádiz.
- 11 Comparación de frecuencias naturales (Hz) asociadas a cada campaña experimental. Área del Teatro Romano de Cádiz.
- 12 Comparación de frec. naturales obtenidas experimentalmente (SSI) y analíticamente (MEF). Área del Teatro Romano de Cádiz.
- 13 Resumen de los resultados del proceso de actualización: Propiedades mecánicas. Área del Teatro Romano de Cádiz.
- 14 Comparación de frec. naturales obtenidas experimentalmente (SSI) y analíticamente (MEF act.). Área del Teatro Romano de Cádiz.
- 15 Comparación de frecuencias (Hz) obtenidas antes ( $f_{SSI}$ ) y después de la intervención ( $f_{FINAL\ MEF}$ ). Área del Teatro Romano de Cádiz.
- 16 Resultados de OMA antes de los trabajos (12 de abril, 2015). Capilla de la Jura.
- 17 Resultados de OMA una vez finalizados los trabajos (10 de septiembre, 2015). Capilla de la Jura.

- 18 Comparación de frecuencias (Hz) obtenidas antes ( $f_{SSI}$ ) y después de la intervención ( $f_{FINAL\ MEF}$ ). Capilla de la Jura.
- 19 Resultados de OMA antes de los trabajos (9 de mayo, 2014). Iglesia de Santiago.
- 20 Resultados globales y locales tras la aplicación de OMA. Monasterio de San Jerónimo.
- 21 Propiedades de los materiales del modelo de elementos finitos inicial. Monasterio de San Jerónimo.
- 22 Resumen de los resultados del proceso de actualización: Propiedades mecánicas.
- 23 Comparación del Modelo experimental y los modelos de EF: Frecuencias naturales y valor MAC. Monasterio de San Jerónimo.
- 24 Resultados de OMA: frecuencias naturales ( $f$ ), amortiguamiento modal ( $\xi$ ) y desviación estándar (Std). Capilla del Palacio de Würzburg.
- 25 Resumen de los resultados del proceso de calibración: Propiedades mecánicas. Capilla del Palacio de Würzburg.
- 26 Comparación de frec. naturales obtenidas experimentalmente (SSI) y analíticamente (MEF). Capilla del Palacio de Würzburg.
- 27 Propiedades de los materiales considerados en el análisis. Capilla del Palacio de Würzburg.
- 28 Resumen de los resultados.

## Figuras

- 1 Ensayo de vibración forzada/ Ensayo de vibración ambiental.
- 2 Objetos de estudio. 1. Área del Teatro Romano (Cádiz). 2. Capilla de la Jura (Jerez de la Frontera). 3. Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera). 4. Monasterio de San Jerónimo (Sevilla). 5. Capilla del Palacio (Würzburg).
- 3 Ejemplo de aplicación de EMA sobre un aeroplano no tripulado [18].
- 4 Esquema explicativo de la aplicación de OMA.
- 5 Acelerómetro uniaxial de f. balanceada EpiSensor de la casa comercial KINEMATRICS.
- 6 Unidad de Adquisición de Datos tipo Granite de la casa comercial KINEMATRICS.
- 7 Valores singulares de la matriz de los espectros de respuesta y variación del índice MAC. ( $w$ = frecuencia,  $I$ = intensidad de señal,  $SV$ = auto-espectros correspondientes a osciladores de un grado de libertad).
- 8 Funciones de auto-correlación de los osciladores de un grado de libertad.
- 9 Ejemplos de sensores de referencia y de movimiento. Capilla del Palacio de Würzburg.
- 10 Torre del reloj de Mogadouro.
- 11 Modos de vibración antes y después de las labores de rehabilitación.
- 12 Mezquita Kucuk Fatih.
- 13 Situación acelerómetros en la Mezquita Kucuk Fatih.
- 14 Templo de Yechheswor.
- 15 Modelo de EF. Forma del 1º modo.
- 16 Monasterio de Los Jerónimos. Lisboa.
- 17 Situación de los acelerómetros. En el punto 1 se sitúa el acelerómetro de referencia.
- 18 Modelo de EF. Elementos tipo barra.
- 19 Iglesia de San Torcato.
- 20 a) Situación de los acelerómetros. b) Central de adquisición de datos. c) Acelerómetro piezoeléctrico.
- 21 Comparación del Modelo experimental y el Modelo de EF. Formas modales de la estructura.
- 22 Catedral de San Nicolás

23	Equipo de Medida.
24	Modelo de EF de la Catedral de San Nicolás.
25	Iglesia de St. Mamas.
26	Situación de los acelerómetros y equipo de medida.
27	Modelo de EF.
28	Vistas exteriores de la Mezquita Hafsa Sultan.
29	Situación de los acelerómetros. En azul los 3 acelerómetros de referencia.
30	Modelo de Elementos Finitos de la Mezquita Hafsa Sultan.
31	Localización del Teatro Romano de Cádiz.
32	Estado del parcelario superpuesto a las trazas del Teatro. Año 1980. En rojo edificios derruidos.
33	Estado del parcelario superpuesto a las trazas del Teatro. Año 2010. En azul área analizada.
34	Área del Teatro Romano de Cádiz.
35	a) Alzado esquemático tras la extracción de tierras. b) Arcos de acero.
36	Perspectiva esquemática del revestimiento interior de las bóvedas una vez finalizados los trabajos.
37	Modelo de elementos finitos previo.
38	Desplazamientos modales del 1º Modo de vibración en direcciones X, Y y Z.
39	Central de Adquisición de datos, equipo informático y acelerómetro de fuerza balanceada.
40	Situación y dirección de los acelerómetros.
41	Ejemplo de excitación ambiental (acelerómetro número 4 en el segundo set-up).
42	Espectro de respuesta. Identificación de los parámetros modales mediante el método EFDD.
43	Formas modales del modelo experimental.
44	Formas modales del modelo numérico actualizado.
45	Modelo de elementos finitos correspondiente a la fase final de la intervención.
46	Formas modales del modelo numérico final (FINAL MEF).



- 47 Área del Teatro Romano de Cádiz. Bóvedas de hormigón ya conformadas.
- 48 Iglesia de San Juan de los Caballeros. Situación de la Capilla de la Jura.
- 49 Vista interior y exterior de la capilla de la Jura.
- 50 Estudio geométrico de la cúpula.
- 51 Grietas y desplazamientos en los nervios.
- 52 Situación de las grietas de la cúpula en planta.
- 53 Levantamiento fotogramétrico del trasdós de la bóveda.
- 54 Levantamiento fotogramétrico del intradós y posterior tratamiento en CATIA V5.
- 55 Modelo de elementos finitos generado a partir de técnicas fotogramétricas.
- 56 Situación de los puntos de medida. Ace. de referencia en los puntos 2 y 12.
- 57 Tratamiento de datos con el método EFDD antes (A) y después de los trabajos (A').
- 58 Tratamiento de datos con el método SSI antes (B) y después de los trabajos (B').
- 59 Formas modales obtenidas con el método SSI antes (verde) y después de los trabajos (rojo).
- 60 Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera).
- 61 Planta actual de la Iglesia de Santiago.
- 62 Planta de los elementos a consolidar mediante inyección.
- 63 Modelo de elementos finitos de la Iglesia de Santiago.
- 64 Desplazamientos modales correspondientes a los 3 primeros modos de vibración. Señalado la posición de los acelerómetros de referencia.
- 65 Situación de los puntos de medida. Círculo rojo → acelerómetros de referencia
- 66 Tratamiento de datos con el método EFDD (A) y SSI (B).
- 67 Formas modales asociadas a los resultados experimentales (SSI).
- 68 Gravado del monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Sevilla).
- 69 Planta de la configuración inicial del Monasterio de San Jerónimo.
- 70 Vistas de las fachadas sureste y suroeste del claustro principal.
- 71 Situación de los elementos más afectados. Grieta vertical\_C1. Pérdida de material\_C2.
- 72 Nueva edificación anexa al claustro.

- 73 Planta del monasterio en la actualidad. Situación de los acelerómetros de referencia en cada una de las campañas experimentales. Verde: +6.8 m. (1ª planta). Rojo: +12.2 m. (2ª planta).
- 74 Modelo de elementos finitos. En rojo elementos superficiales y en blanco volumétricos.
- 75 Modelo de elementos finitos. Diferenciación de materiales según color.
- 76 Validación del MEF. 1º Modo de vibración global (2.01 Hz). Valor MAC = 0.99.
- 77 Validación del MEF. 3º Modo de vibración global (3.51 Hz). Valor MAC = 0.93.
- 78 Validación del MEF. 1º Modo de vibración local (3.51 Hz). Valor MAC = 0.99.
- 79 Análisis estructural del MEF. Tensiones máx. en los elem. agrietados.
- 80 Palacio de Würzburg.
- 81 Planta del Palacio de Würzburg. Situación de la Capilla en la esquina suroeste.
- 82 Estudio de la traza de la planta y de la sección de la capilla del palacio de Würzburg.
- 83 Vistas interiores de la Capilla del Palacio de Würzburg.
- 84 Vistas del trasdós de las bóvedas.
- 85 Modelo inicial de elementos finitos.
- 86 Formas modales de los tres primeros modos de vibración (2.59, 3.04 y 4.15 Hz).
- 87 Situación de los acelerómetros. En rojo acelerómetros de referencia.
- 88 Tratamiento de datos con el método EFDD (A) y SSI (B).
- 89 Formas modales asociadas a los resultados experimentales (SSI).
- 90 Modelo de elementos finitos y grupos de materiales/elementos considerados.
- 91 Ejemplo de correlación entre los modos de vibración experimentales y numéricos. (A) Primer modo de vibración. (B) Tercer modo de vibración.
- 92 Resultado a nivel de tensiones del cálculo a peso propio.
- 93 Patrón de grietas en diferentes pasos de carga. 1g, 2g, 3g, 4g y 4.84g.
- 94 Análisis no lineal. Curva de capacidad.

---

**Bibliografía**

- 1 Atamturktur S. & Laman J.A. Finite Element Model Correlation and Calibration of Historic Masonry Monuments. *Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2012; 21 (2): 96-113.
- 2 Atamturktur S., Hemez F.M. & Laman J.A. Uncertainty Quantification in Model Verification and Validation as Applied to Large Scale Historic Masonry Monuments. *Engineering Structures*. 2012; 43: 221-234.
- 3 Schlune H., Plos M. & Gylltoft K. Improved bridge evaluation through finite element model updating using static and dynamic measurements. *Engineering Structures*. 2009; 31: 1477-1485
- 4 Gentile C. & Saisi A. Dynamic-based F.E. Model Updating to Evaluate Damage in Masonry Towers, *Proceedings of the 4th International Seminar on Structural analysis of Historical Constructions*, Padova, Italy. 2004; 1: 439-449.
- 5 De Sortis A., Antonacci E. & Vestroni E. Dynamic identification of a masonry building using forced vibration tests. *Engineering Structures*. 2005; 27: 155-165.
- 6 Vestroni F., Beolchini G. C., Antonacci E. & Modena C. Identification of Dynamic Characteristics of Masonry Buildings from Forced Vibration Tests, *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. 1996.
- 7 Čaušević M.S. Mathematical Modelling and Full-Scale Forced Vibration Testing of a Reinforced Concrete Structure. *Engineering Structures*. 1987; 9: 2-8.
- 8 Jiménez J.F. & Sáez A. Model updating for the selection of an ancient bridge retrofitting method in Almeria, Spain. *Structural Engineering International*. 2016; 26: 17-26.
- 9 Magalhaes F. & Cunha A. Explaining operational modal analysis with data from an arch bridge. *Mechanical Systems and Signal Processing*. 2011; 25: 1431-1450.
- 10 Software SVS. ARTEMIS Extractor 2010 release 5.0. <http://www.svibs.com>
- 11 Choi S., Park S. & Stubbs N. Non-destructive Damage detection in Structures using Changes in Compliance. *International Journal of Soils and Structures*. 2005; 42: 4494-4513.
- 12 Montalvão D., Maia N.M. & Ribeiro A.M. A Review of Vibration-based Structural Health Monitoring with Special Emphasis on Composite Materials. *The Shock and Vibration Digest*. 2006; 38: 295- 324.
- 13 Farrar C. R. & Worden K. An introduction to structural health monitoring. *Phil. Transactions Royal Society*. 2007; 365: 303-315.
- 14 Chang P. C., Flatau A. & Liu S. C. Review Paper: Health Monitoring of Civil Infrastructure, *Structural Health Monitoring*. 2003; 2: 257-267.

- 15 Londoño N. A. Use of Vibration Data for Structural Health Monitoring of Bridges, PhD Thesis, Carleton University, Ottawa, Canada. 2006.
- 16 Ewins D.J. Modal Testing: Theory and Practice, Research Studies Press. UK. 2000.
- 17 Heylen W., Lammens S. & Sas P. Modal Analysis Theory and Testing, Katholieke Universiteit Leuven. Belgium. 2007.
- 18 Lemler K.J. & Semke W.H. Structural Analysis of a Small Unmanned Aircraft Using ModalVIEW and NI CompactDAQ. National Instruments. 2007.
- 19 Cunha A. & Caetano E. Experimental modal analysis of civil engineering structures, Sound and Vibration. 2006; 6 (40): 12-20.
- 20 Ramos L.F. Damage identification on Masonry structures based on vibration signatures. Phd thesis, Doutoramento em Engenharia civil, Universidade do Minho, Portugal. 2007.
- 21 Rodrigues J. Identificação Modal Estocástica, Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil. PhD Thesis, Engineering Faculty of University of Porto, Portugal. 2004.
- 22 Peeters B. System Identification and Damage Detection in Civil Engineering, PhD Thesis, Catholic University of Leuven, Belgium. 2000.
- 23 Maeck J. Damage Assessment of Civil Engineering Structures by Vibration Monitoring, PhD Thesis, Catholic University of Leuven, Belgium. 2003.
- 24 Teughels A. Inverse Modelling of Civil Engineering Structures Based on Operational Modal Data, PhD Thesis, Catholic University of Leuven, Belgium. 2004.
- 25 Caetano E. Dynamic of Cable-stayed Bridges: Experimental Assessment of Cable - Structure Interaction. PhD Thesis, Engineering Faculty of University of Porto. Portugal. 2000.
- 26 Brincker R., Zhang L. & Andresen P. Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition, Proceedings of the 18th International Seminar on Modal Analysis. San Antonio, Texas. 2000.
- 27 Brincker R., Ventura C. & Andersen P. Damping estimation by frequency domain decomposition, in: 19th International Seminar on Modal Analysis, IMAC, Kissimmee, USA. 2001.
- 28 Chopra A. K. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Prentice-Hall International, 3rd ed. 2007.
- 29 Peeters B. & De Roeck G. Reference-Based Stochastic Subspace Identification for Output-Only Modal Analysis. Mechanical Systems and Signal Processing. 1999; 13(6): 855-878.

- 
- 30 Bendat J. & Piersol A. Random Data: Analysis and Measurement Procedures, 2nd Edition. John Wiley & Sons. 1986.
- 31 Jiménez J.F. Estudio del comportamiento dinámico de pasarelas peatonales esbeltas bajo sobrecarga de uso. Trabajo de investigación para la obtención de estudios avanzados (DEA). Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno Universidad de Sevilla, España. 2010.
- 32 Ramos LF, Marques L, Lourenço PB, De Roeck G, Campos-Costa A, Roque J. Monitoring Historical Masonry Structures with Operational Modal Analysis: Two Case Studies. Mechanical Systems and Signal Processing. 2010; 24 (5): 1291-1305.
- 33 Mottershead J.E. & Friswell M.I. Model Updating in structural dynamics: a survey. Journal of Sound and Vibration. 1993; 167: 347-375.
- 34 Zivanovic S., Pavic A. & Reynold R. Finite element modelling and updating of a lively footbridge. The complete process. Engineering Structures. 2007; 30(1-2): 126-145.
- 35 Friswell M, Mottershead J. Finite Element Model Updating in Structural Dynamics. Kluwer Academic Publishers. 1995.
- 36 Ramos L.F., Aguilar R., Lourenço P.B. & Moreira S. Dynamic Structural Health Monitoring of Saint Torcato Church. Mechanical Systems and Signal Processing. 2013; 35: 1-15.
- 37 D'Ambrisi A., Mariani V. & Mezzi M. Seismic assessment of a historical masonry tower with nonlinear static and dynamic analyses tuned on ambient vibration tests. Engineering Structures. 2012; 36: 210-219.
- 38 Gentile C. & Saisi A. Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment. Construction and Building Materials. 2007; 21: 1311-21.
- 39 Russo G., Bergamo O., Damiani L. & Lugato D. Experimental analysis of the "Saint Andrea" Masonry Bell Tower in Venice. A new method for the determination of "Tower Global Young's Modulus E". Engineering Structures. 2010; 32: 353-360.
- 40 Brownjohn J., Dumanoglu A. & Severn R. Ambient vibration survey of the Faith Sultan Mehmet (Second Bosphorus) suspension bridge. Earthquake Eng Struct Dynam. 1992.
- 41 Gentile C. & Cabrera F. Dynamic performance of twin curved cable-stayed bridges. Earthquake Eng Struct Dynam. 2004.
- 42 Calik I., Bayraktar A., Turker T. & Karadeniz H. Structural Dynamic Identification of a Damaged and Restored Masonry Vault Using Ambient Vibrations. Measurement. 2015; 55: 462-472.
- 43 Peña F, Lourenço P.B., Mendes N., & Oliveira D.V. Numerical Models for the Seismic Assessment of an Old Masonry Tower. Engineering Structures. 2010; 49: 1466-78.

- 44 Foti D, Diaferio M, Giannoccaro NI, Mongelli M. Ambient Vibration Testing, Dynamic Identification and Model Updating of a Historic Tower. *NDT and E International*. 2012; 47: 88-95.
- 45 Gentile C. & Saisi A. Operational modal testing of historic structures at different levels of excitation. *Construction and Building Materials*. 2013; 48: 1273-85.
- 46 Foti D., Ivorra S. & Sabbà M.F. Dynamic Investigation of an Ancient Masonry Bell Tower with Operational Modal Analysis. *The Open Construction and Building Technology Journal*. 2012; 6: 384-391.
- 47 Jaishi B., Ren W.X., Zong Z.H. & Maskey P.N. Dynamic and Seismic Performance of Old Multi-Tiered Temples in Nepal. *Engineering Structures* 2003; 25 (14): 1827-1839.
- 48 Votsis R.A., Kyriakides N., Chrysostomou C.Z., Tantele E. & Demetriou T. Ambient Vibration Testing of Two Masonry Monuments in Cyprus. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2012; 43: 58-68.
- 49 Nohutcu H., Demir A., Ercan E., Hokelekli E. & Altintas G. Investigation of a historic masonry structure by numerical and operational modal analyses. *The structural design of tall and special buildings*. 2015; 24: 821-834.
- 50 Software *PULSE*, Brüel & Kjær Sound & Vibration Measurement.
- 51 Software *SAP 2000*, Computers and Structures. 2014.
- 52 Software *ABAQUS v.6.13-3*, Dassault Systemes, SIMULIA. 2016.
- 53 Corzo R. El Teatro Romano de Cádiz. *Teatros Romanos de Hispania. Cuadernos de Arquitectura Romana*. 1993; 2: 133-140.
- 54 Fresnadillo R., Tabales M.A., Maya R., Jurado G. & Pajuelo M. Cádiz en la edad media. *Revista Atlántica-Mediterránea de Prehistoria y Arqueología Social, RAMPAS*. 2008; 10: 399-411.
- 55 Pérez-Alberich J.M. La revitalización del Teatro. De los años ochenta a la actualidad. El Thearum Balbi de Gades. *Seminario "El Teatro Romano de Gades. Una mirada al futuro"*, Cádiz, 18-19 Noviembre 2009. Servicio de Publicaciones Universidad de Cádiz. España. 2011.
- 56 Yanes E. & Cobo A. Un proyecto arquitectónico singular de consolidación. La futura mirada al Teatro Romano Gaditano. El Thearum Balbi de Gades. *Seminario "El Teatro Romano de Gades. Una mirada al futuro"*, Cádiz, 18-19 Noviembre 2009. Servicio de Publicaciones Universidad de Cádiz. España. 2011.
- 57 Da Casa F., Echeverría E. & Celis F. La intervención bajo rasante, la importancia de su conocimiento. La técnica de la inyección armada. *Informes de la Construcción*. 2007; 59: 505-512.



- 
- 58 Coulter S. & Martin C.D. Single fluid jet-grout strenght and deformation properties. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2006; 21: 690-695.
- 59 Rodríguez-Mayorga E., Yanes E., Compán V. & Sáez A. La restauración del templo parroquial de San Dionisio (Jerez de la Frontera, España). La inyección como método de reparación de estructuras de fábrica. *Informes de la Construcción*; 2013; 65: 529-541.
- 60 EHE. Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento. 2008.
- 61 Augenti N, Parisi F & Acconcia E. MADA: online experimental database for mechanical modelling of existing masonry assemblages. In *Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon (Portugal). 2012; 24-28.
- 62 Software *MATLAB R2015a*, MathWorks.
- 63 Jácome J. & Antón J. La capilla de "la Jura" de San Juan de los Caballeros, de Jerez de la Frontera: entre la épica y la realidad histórica. *Revista historia de Jerez*. 2007; 13: 183-212.
- 64 Álvarez Á., Guerrero JM. & Romero M. La Intervención en el Patrimonio. El Caso de las Iglesias Jerezanas (1850-2000). Jerez de la Frontera, España. Ayto. de Jerez, Servicio de Publicaciones. 2003; 378-365.
- 65 Ramos A.P. & Prieto G.R. 3D Virtualization by Close Range Photogrammetry Indoor Gothic Church Apses. *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences - ISPRS Archives*. 2015; 40 (5W4): 201-206.
- 66 Sapirstein P. Accurate Measurement with Photogrammetry at Large Sites. *Journal of Archaeological Science*. 2016; 66: 137-145.
- 67 Software *Photoscan*, Agisoft. 2016.
- 68 Software *CATIA v.5.21*, Dassault Systemes. 2014.
- 69 Rodríguez-Mayorga, E. Rehabilitación del Templo Parroquial de Santiago Apóstol en Jerez de la Frontera. Anamnesis, diagnosis, terapia y control. PhD Thesis, Universidad de Sevilla. 2011.
- 70 Pozo F., Gil R. & Méndez E. Intervención arquitectónica puntual en Monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Sevilla). Memoria final. 2003.
- 71 García-Tapial J. & Sánchez F. Proyecto de Rehabilitación del Monasterio de San Jerónimo de Buenavista para su adecuación a Centro Cívico. Servicio de Rehabilitación y Renovación Urbana. Urbanismo. Ayuntamiento de Sevilla. 2004.
- 72 Norberg-Schulz C. Kilian Ignaz Dientzenhofer y el barroco bohemio. *Oikos Taus*. 1993; 840809-9.
- 73 Wiesneth A. "Gewölbekonstruktionen Balthasar Neumanns". Berlin: Deutscher Kunstverlag. 2011.
-

- 74 Hansmann W. Balthasar Neumann. Dumont. 2003; 3-8321-7167-3.
- 75 Compán V. Comportamiento estructural de las geometrías arquitectónicas del barroco centroeuropeo. PhD Thesis, Universidad de Sevilla. 2010.

## ANEJOS: PUBLICACIONES

- A.** Control de la intervención estructural sobre el Teatro Romano de Cádiz.
- B.** Control of structural intervention in the area of the Roman Theatre of Cadiz (Spain) by using non-destructive techniques.
- C.** Definition and Characterization of a historical building by using Digital Photogrammetry and Operational Modal Analysis. San Juan de los Caballeros Church (Jerez de la Frontera, Spain)
- D.** Investigation of restoration effects on the dynamic characteristics of a masonry vault. San Juan de los Caballeros (Jerez de la Frontera, Spain).
- E.** Caracterización dinámica de edificaciones históricas mediante análisis modal operacional. Aplicación sobre la iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera, España).
- F.** Application of Operational Modal Analysis Method in the Monastery of San Jerónimo (Seville, Spain).
- G.** Structural analysis of the Monastery of San Jerónimo of Buenavista. Seville.
- H.** Ambient vibration testing, dynamic identification and model updating of a historical building. Chapel of the Würzburg residence (Germany).
- I.** Structural safety assessment of geometrically complex masonry vaults by non-linear analysis. The Chapel of the Würzburg Residence (Germany).

**A. Control de la intervención estructural sobre el Teatro Romano de Cádiz.**

The original version of this paper can be found in:

doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.086>

Autors:

Pablo Pachón, Esperanza Rodríguez-Mayorga, Alejandro Cobos, Emilio Yanes.

Journal name: Informes de la construcción

Number: 66 (EXTRA-1): m003

Impact factor 2014: 0,345. Classification: 121/215 (Q3, Civil Engineering)

Source: ©SCIMAGO Research Group, Data Source: Scopus®

ISSN: 0020-0883

**B. Control of structural intervention in the area of the Roman Theatre of Cadiz (Spain) by using non-destructive techniques.**

The original version of this paper can be found in:

doi: [0.1016/j.conbuildmat.2015.10.141](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.141)

Autors:

Pablo Pachón, Víctor Compán, Esperanza Rodríguez-Mayorga, Andrés Sáez.

Journal name: Construction and Building Materials

Volume 101, Part 1, 30 December 2015, Pages 572–583

Impact factor 2014: 1,486. Classification: 24/215 (Q1, Civil Engineering)

Source: SCIMAGO Research Group, Data Source: Scopus®

ISSN: 0950-0618

**C. Definition and Characterization of a historical building by using Digital Photogrammetry and Operational Modal Analysis. San Juan de los Caballeros Church (Cádiz, Spain)**

Authors:

Pablo Pachón, Víctor Compán, Esperanza Rodríguez, Jav. Fdo. Jiménez, Francisco Pinto.

Conference name:

Third International Conference on Mechanical Models in Structural Engineering.

Location and date:

University of Seville, Spain. 24-26 June 2015.

ISBN: 978-84-606-9356-7

**D. Investigation of restoration effects on the dynamic characteristics of a masonry vault. San Juan de los Caballeros (Jerez de la Frontera, Spain).**

Authors:

Víctor Compán, Pablo Pachón, Margarita Cámara, Francisco Pinto

Journal name: Informes de la construcción

**This paper is currently under review.**

Impact factor 2014: 0,345. Classification: 121/215 (Q3, Civil Engineering)

Source: ©SCIMAGO Research Group, Data Source: Scopus®

ISSN: 0020-0883

**E. Caracterización dinámica de edificaciones históricas mediante análisis modal operacional. Aplicación sobre la iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera).**

Authors:

Pablo Pachón, Víctor Compán, Esperanza Rodríguez-Mayorga.

Conference name:

Congreso Euro - Americano Rehabend 2016

Location and date:

University of Burgos, Spain. 24-27 May 2016.

ISBN: 978-84-608-7941-1

**F. Application of Operational Modal Analysis Method in the Monastery of San Jerónimo (Seville, Spain).**

Authors:

Pablo Pachón, Andrés Sáez, Esperanza Rodríguez, Margarita Cámara, Víctor Compán.

Conference name:

9th International Masonry Conference 2014 in Guimarães

Location and date:

University of Minho, Portugal. 7-9 July 2014.

ISBN: 978-97-286-92872

**G. Structural analysis of the Monastery of San Jerónimo of Buenavista. Seville.**

Authors:

Víctor Compán, Pablo Pachón, Margarita Cámara, Andrés Sáez.

Conference name:

Congreso Euro - Americano Rehabend 2014

Location and date:

University of Cantabria, Santander (Spain), 1-4 April 2014

ISBN: 978-84-606-6738-4

**H. Ambient vibration testing, dynamic identification and model updating of a historical building. Chapel of the Würzburg residence (Germany).**

Autors:

Pablo Pachón, Víctor Compán, Jav. Fdo. Jiménez.

Conference name:

International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC 2015)

Location and date:

University of Oviedo, Gijón (Spain). 12-14 May 2015.

ISBN: 978-15-108-03671



**I. Structural safety assessment of geometrically complex masonry vaults by non – linear analysis. The Chapel of the Würzburg Residence (Germany).**

Authors:

Pablo Pachón, Víctor Compán, Margarita Cámara, Paulo B. Lourenço, Andrés Sáez

Journal name: Engineering Structures

**This paper is currently under review.**

Impact factor 2014: 1,838. Classification: 11/215 (Q1, Civil and Structural Engineering)

Source: SCIMAGO Research Group, Data Source: Scopus®

ISSN: 0141-0296



## ***ANEJO A***

***Control de la intervención estructural sobre el Teatro Romano de Cádiz.***



# Control de la intervención estructural sobre el área del Teatro Romano de Cádiz

## *Control of the structural intervention in the area of the Roman Theatre of Cadiz*

P. Pachón (\*), E. Rodríguez-Mayorga (\*), A. Cobo (\*), E. Yanes (\*)

### RESUMEN

El Teatro Romano de Cádiz (España) es parte de la herencia romana que ha permanecido oculta durante siglos bajo el casco histórico de la ciudad. Se trata del teatro romano más antiguo y de mayores dimensiones localizado en España. En el año 2010, se inició una intervención con el fin de descubrirlo. La intervención consiste en la construcción de una serie de bóvedas de hormigón bajo los edificios construidos sobre el teatro aplicando la técnica de la inyección armada. El control de esta intervención se está realizando por medio de dos técnicas: control topográfico y Análisis Modal Operacional. La metodología seguida para el control de la intervención en el área del teatro romano y los resultados obtenidos de la misma son los principales objetivos del presente artículo.

**Palabras clave:** Inyección armada; control topográfico; Análisis Modal Operacional (OMA); modelo de elementos finitos.

### ABSTRACT

*The Roman Theatre of Cadiz (Spain) is a piece of heritage that has been buried for centuries under the historical town. It is the oldest and biggest Roman theatre in Spain. In 2010, an intervention began in order to dig it up but respecting the monumental landmarks over it. The intervention consisted on the construction of some vaults under the blocks by grout injection. The control of this intervention is being done by two different techniques: topographic control points and Operational Modal Analysis. The methodology that has been followed to control the intervention on this area and the obtained results are the main goals of this paper.*

**Keywords:** Grout injection; topographic control; Operational Modal Analysis (OMA); finite element model.

(\*) Universidad de Sevilla (España).

Persona de contacto/Corresponding author: [ppachon@us.es](mailto:ppachon@us.es) (P. Pachón)

---

**Cómo citar este artículo/Citation:** Pachón, P., Rodríguez-Mayorga, E., Cobo, A., Yanes, E. (2014). Control de la intervención estructural sobre el área del Teatro Romano de Cádiz. *Informes de la Construcción*, 66(EXTRA-1): m003, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.086>.

**Licencia/License:** Salvo indicación contraria, todos los contenidos de la edición electrónica de **Informes de la Construcción** se distribuyen bajo una licencia de uso y distribución Creative Commons Reconocimiento no Comercial 3.0. España (cc-by-nc).

## 1. INTRODUCCIÓN

El Teatro Romano de Cádiz se localiza en el barrio del Pópulo, en el centro histórico de la ciudad de Cádiz (Figura 1) y parcialmente cubierto por los edificios de dicho barrio. Es el teatro romano más antiguo de la Península Ibérica, datando su construcción de finales del siglo I a.C. Su importancia no solo radica en su antigüedad sino también en su tamaño, pues el diámetro de su cávea, de 120 m, lo hace ser el edificio de mayores dimensiones de su clase en España. Su aforo sería alrededor de unos 20.000 espectadores, un elevado número en comparación con la población de la ciudad en la época de su construcción, aproximadamente 50.000 habitantes. En el siglo III d.C. el teatro fue abandonado, y su estructura, construida con piedra y hormigón, fue usada como base para asentar otros edificios posteriores (1). En el siglo XIII, tras la reconquista de la ciudad, se inició la construcción sobre los restos del teatro de la zona de la ciudad conocida actualmente como barrio del Pópulo. En ese momento se perdió definitivamente toda referencia al teatro primitivo (2).

El teatro fue descubierto de forma accidental en el año 1980, tras la demolición de unas naves industriales que lo cubrían parcialmente (Figura 2a). Desde ese momento se ha seguido un proceso sistemático hacia su recuperación. Tras algunas demoliciones de edificios sin ningún interés histórico y posteriores excavaciones (3), en el año 2010 se

había recuperado una parte significativa de la cávea del teatro (Figura 2b).

## 2. INTERVENCIÓN EN EL ÁREA DEL TEATRO

### 2.1. Descripción de la Intervención

La intervención para la recuperación del Teatro Romano de Cádiz debía dar solución al dilema de compatibilizar la seguridad y pervivencia de los edificios existentes sobre el teatro con la recuperación de los restos arqueológicos del mismo, de modo que tales zonas de interés cultural quedaran a la luz y pudieran visitarse (Figura 3). La importancia no radicaba sólo en la puesta en valor del teatro, sino también en la correcta conservación de las edificaciones construidas sobre él, puesto que éstas, al formar parte del barrio del Populo, forman parte del patrimonio histórico de la ciudad.

En 2010 se inició una importante intervención que, de forma general, consiste en la generación de una serie de bóvedas bajo los edificios del barrio del Pópulo. Estas bóvedas serán las encargadas de transmitir las cargas a un sustrato de terreno suficientemente resistente (Figura 4a) (4), permitiendo la excavación del terreno bajo ellos y sacando a la luz de esta forma de los restos del teatro. Para la ejecución de las bóvedas se recurrió a la técnica de inyección armada, y más concretamente, a la adaptación de la técnica de los paraguas



Figura 1. Localización del Teatro Romano de Cádiz.

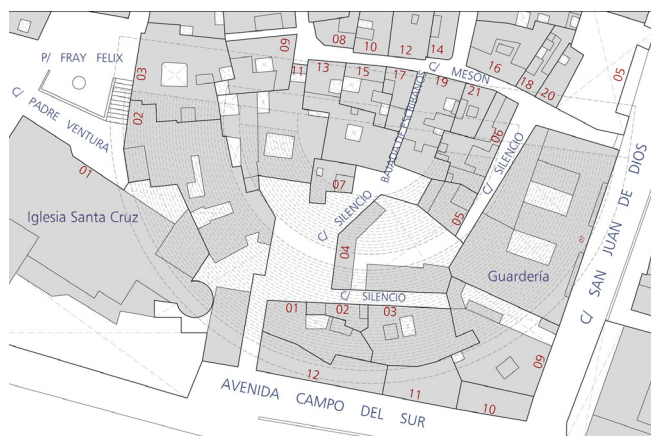


Figura 2. a) Estado del parcelario superpuesto a las trazas del Teatro. Año 1980. b) Estado del Teatro Romano. Año 2010.





Figura 3. Área del Teatro Romano de Cádiz.

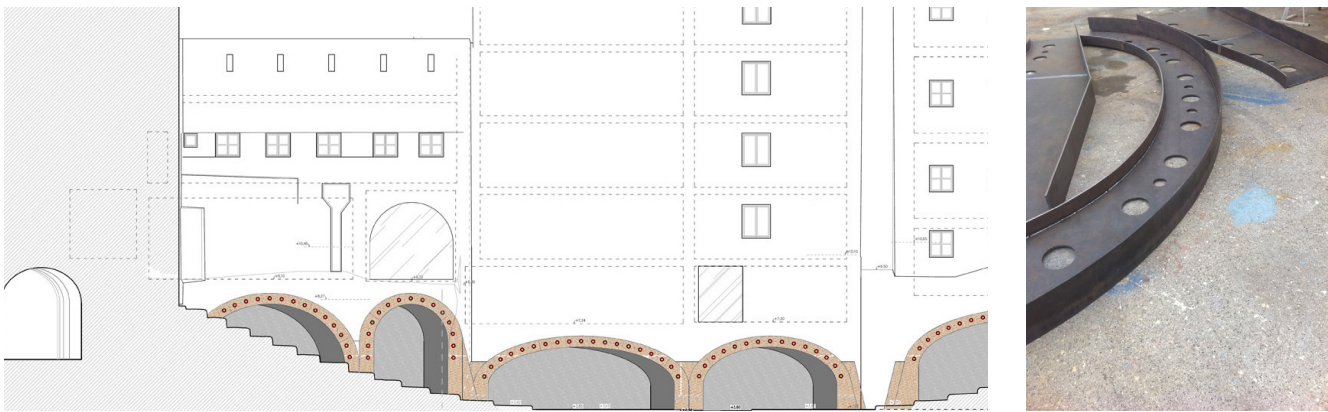


Figura 4. a) Alzado esquemático tras la extracción de tierras. b) Arcos para la ejecución de los paraguas de inyección.

de inyección usada en el campo de la ingeniería para la excavación de túneles (5) (6). Para la generación de las bóvedas, se realizaron inyecciones horizontales con tubos manguito aproximadamente cada 0,50 m, definiendo la posición exacta mediante arcos de acero (Figura 4b). Las cimentaciones y el tramo inferior de los muros de carga se inyectaron verticalmente también usando tubos manguito (7). Todas las lechadas empleadas fueron de cemento-bentonita. El resultado final tras la excavación bajo los paraguas de inyección será un nuevo espacio abovedado debajo de los edificios desde el cual se podrán contemplar los restos del teatro (Figura 5).

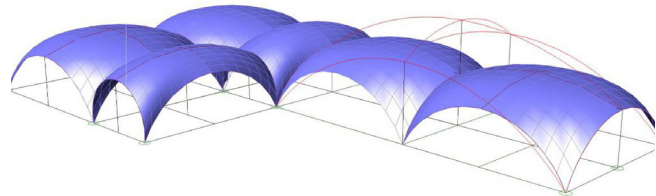


Figura 5. Perspectivas esquemáticas del revestimiento interior de las bóvedas.

## 2.2. Control de la Intervención

El control de la intervención que se está ejecutando sobre el área del Teatro Romano de Cádiz se realiza fundamentalmente por medio de dos técnicas. Éstas son el control topográfico de precisión y el Análisis Modal Operacional.

### Control Topográfico de alta precisión

La técnica de control topográfico fue utilizada durante el proceso de inyección de las bóvedas de hormigón para detectar movimientos que pudieran afectar a la estabilidad estructural de las edificaciones. Se implantó un sistema de lectura en tiempo real mediante la disposición de una estación total robotizada de alto rendimiento con precisión de 0,05 mm (Figura 6). Se optó por realizar lecturas topográficas en las tres direcciones del espacio mediante la instrumentación de



Figura 6. Estación fija de control topográfico.



veintiséis miniprismas de alta precisión (Figura 7) cuya disposición queda reflejada en la Figura 8. Se dispuso también de una alarma automática con transmisión instantánea a los teléfonos móviles de los técnicos en caso de superación de las deformaciones límites pre-establecidas.

Los resultados recopilados durante la fase de ejecución de los paraguas de inyección indican movimientos insignificantes que no afectan la estabilidad estructural de las edificaciones. Los movimientos registrados entre el 16 de marzo de 2011 y el 27 de marzo de 2012, periodo de ejecución de los paraguas de inyección, presentan en el 99 % de los casos valores infe-



Figura 7. Miniprisma.



Figura 8. Situación de los miniprismas.

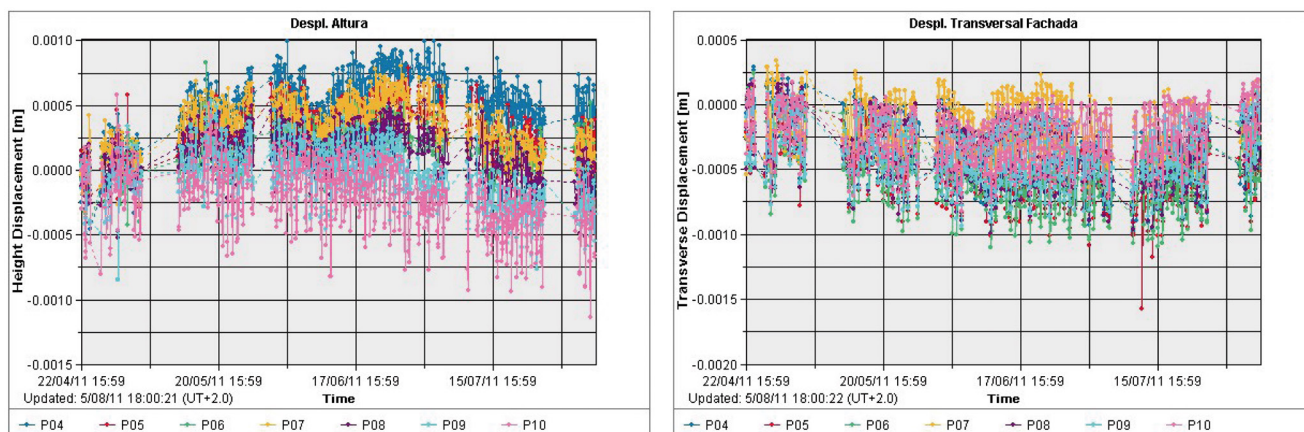


Figura 9. Lecturas de los movimientos verticales y transversales de los puntos 4 a 10 durante la inyección de la bóveda inmediatamente inferior.

riores a un milímetro tanto en la dirección vertical como en la horizontal (Figura 9).

#### Análisis Modal Operacional (OMA)

Las pruebas de vibración [ambiental] están consolidadas desde hace años como uno de los principales métodos experimentales para evaluar el comportamiento dinámico de estructuras a gran escala. La excitación artificial de grandes estructuras conlleva una gran complejidad, lo que hace recurrir al Análisis Modal Operacional (OMA) para la identificación modal de las propiedades dinámicas de la estructura por encima del Análisis Modal Experimental (EMA) (8) (9) (10). En los últimos años son numerosas las aplicaciones de las pruebas de vibración ambiental que podemos encontrar asociadas al mundo de la arquitectura (11). Los buenos resultados obtenidos de estas aplicaciones, el bajo coste económico que supone hacer este tipo de pruebas y la no interrupción del normal funcionamiento del edificio mientras las pruebas son realizadas, son algunos de los motivos que han hecho que éstas sean muy populares. Sin embargo, en el caso concreto de construcciones históricas de fábrica, donde el uso de técnicas no destructivas es un factor fundamental, los casos de aplicación de OMA son menos numerosos debido a dificultades añadidas. Éstas contemplan desde la dificultad que supone realizar una representación exacta de la geometría en este tipo de edificaciones, hasta el complejo comportamiento de los materiales (12) (13) (14) (15) (16).

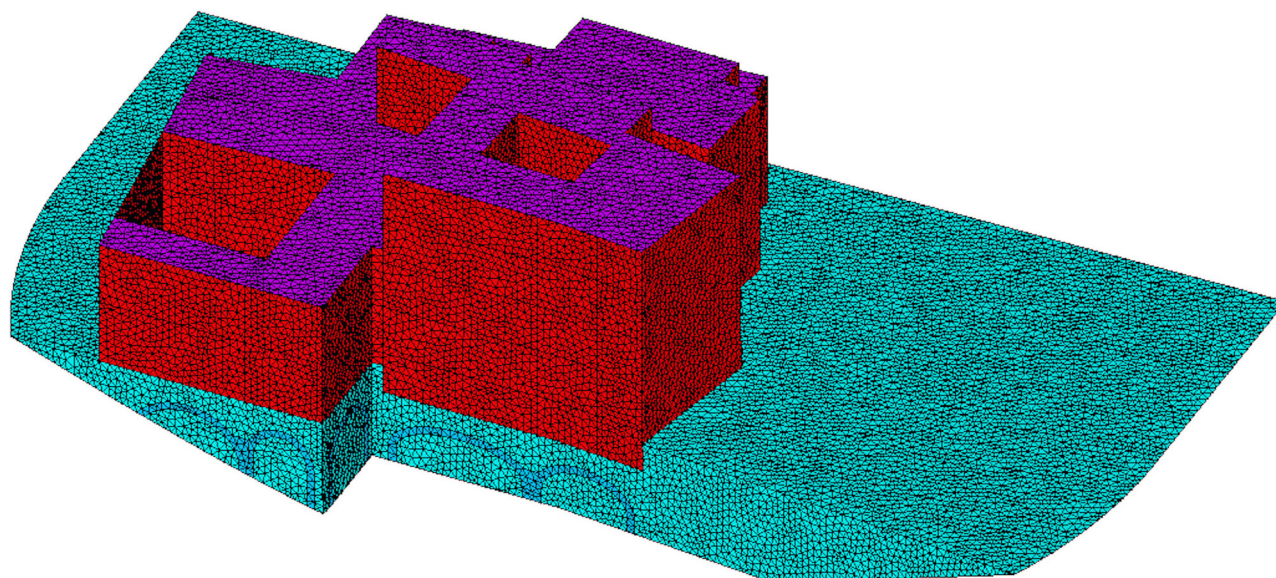


Figura 10. Modelo de EF. Elementos superficiales: SHELL 63. Elementos volumétricos: SOLID 45.

La técnica OMA se ha utilizado en el control de la intervención sobre el Teatro Romano de Cádiz (17) de forma complementaria al control topográfico. La forma de operar consiste en la obtención de los parámetros modales del conjunto estructural antes y después de los trabajos y a través de métodos numéricos y experimentales. La comparación de estos parámetros antes y después de la intervención permite identificar cualquier alteración en el comportamiento estructural del conjunto.

La aplicación del Análisis Modal Operacional requiere de la generación de un modelo de elementos finitos previo. La utilidad del mismo es la identificación de los primeros modos de vibración y, dentro de los mismos, los puntos con mayor desplazamiento modal. De esta forma se decide la posición de los acelerómetros en el ensayo in situ que se llevará a cabo posteriormente (8) (10). El modelo realizado se limitó a la zona de la primera fase de inyección, y se constituye de dos partes fundamentales, los edificios y el terreno. Se modeló utilizando el programa informático ANSYS. Los edificios fueron mallados con elementos superficiales SHELL63,

mientras que, para el terreno, se utilizaron elementos sólidos SOLID45. En total resultó un modelo de 975.370 elementos y 189.585 nodos (Figura 10). Las propiedades de los materiales de densidad, módulo de deformación y coeficiente de Poisson para este modelo preliminar se extraen de la bibliografía consultada (18) (19) (20) para posteriormente ser actualizados (Tabla 1).

El cálculo modal realizado permitió identificar los tres primeros modos de vibración (Figura 11) y, por consiguiente, la ubicación de los cuatro acelerómetros de referencia en la cubierta del inmueble monitorizado según se ilustra en la Figura 12.

La monitorización de la estructura y la toma de datos se realizó con un equipo compuesto por ocho acelerómetros uniaxiales de fuerza balanceada Episensor de la casa comercial KINEMATRICS, con ancho de banda de 0-200 Hz, y una central de adquisición de datos tipo GRANITE de la misma marca (Figura 13). El software ARTEMIS se utilizó para el tratamiento e interpretación de los datos recopilados.

**Tabla 1.** Propiedades mecánicas de los materiales del modelo de EF.

	Modelo EF		
	Fábrica (muros de carga)	Terreno	Hormigón (forjados)
Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	1500	1800	2500
Módulo de deformación (MPa)	2800	1300	21000
Coefficiente de Poisson	0,2	0,2	0,2

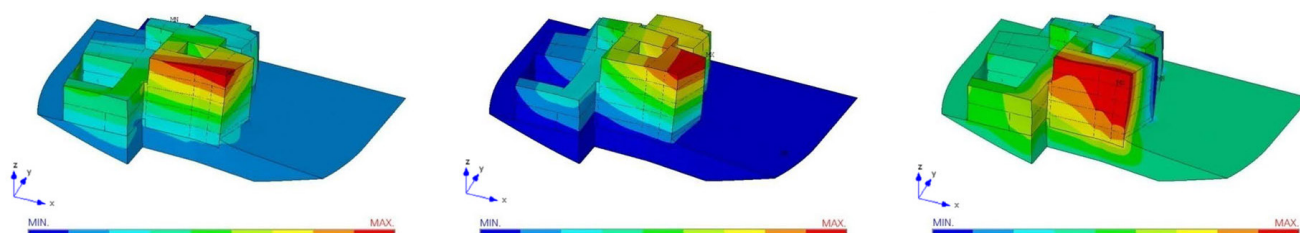


Figura 11. Desplazamientos modales del primer modo de vibración en direcciones X, Y y Z.



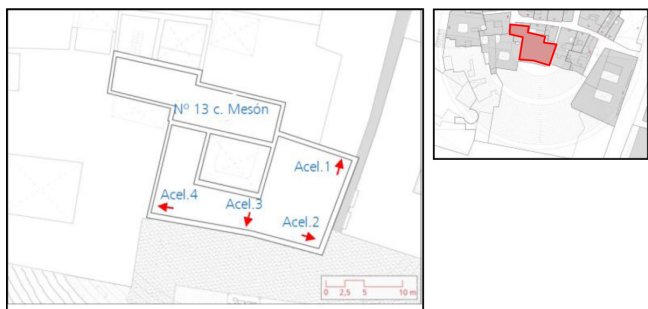


Figura 12. Situación, dirección y sentido de los acelerómetros de referencia.

La primera campaña experimental se realizó antes de comenzar con la intervención. Los acelerómetros de referencia fueron cuatro, situados según el análisis previo (Figura 12). En total se utilizaron ocho acelerómetros, de los cuales cuatro eran de referencia y su posición se ha descrito anteriormente. Los otros cuatro se colocaron siguiendo la vertical de los anteriores en cada una de las plantas, resultando en total cuatro series de medidas con ocho acelerómetros cada una. Cada medida duró quince minutos (17).

Una vez tomados y almacenados los datos, se procedió al tratamiento de los mismos (Figura 14). Se estudió el comportamiento dinámico utilizando dos métodos de identificación modal: el método de Descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia (EFFD) y el método de Identificación en

el Subespacio Estocástico (SSI), ambos implementados en el programa comercial ARTEMIS.

Con ambos métodos se identificaron tres modos de vibración en un rango de frecuencias de 0 a 10 Hz. La similitud de los valores de las frecuencias obtenidos por ambos métodos, así como la proximidad del parámetro MAC a 1, avalan la veracidad de los datos obtenidos (Tabla 2). El valor MAC (*Modal Assurance Criterion*) compara de forma cuantitativa todas las combinaciones posibles de pares de formas modales.

En abril de 2012, una vez que los paraguas de inyección ya habían sido ejecutados, se llevó a cabo una segunda campaña experimental. La toma y tratamiento de datos siguió el mismo esquema que el desarrollado con anterioridad. Los resultados obtenidos mostraron que tras la intervención en el teatro, el comportamiento dinámico del edificio no se había visto alterado de manera significativa, pues las frecuencias de los tres primeros modos de vibración antes y después de la intervención presentaban diferencias siempre menores al 1 % (Tabla 3).

### 3. CONCLUSIONES

El control topográfico de puntos y el Análisis Modal Operacional (OMA) han sido aplicados en el área del Teatro Romano de Cádiz para controlar la intervención que se está llevando a cabo sobre él. El control topográfico de alta precisión ha sido un proceso continuo de identificación de todo tipo de movimientos de la estructura. En cambio, mediante la técnica OMA,



Figura 13. Central de Adquisición de datos, equipo informático y acelerómetro de fuerza balanceada.

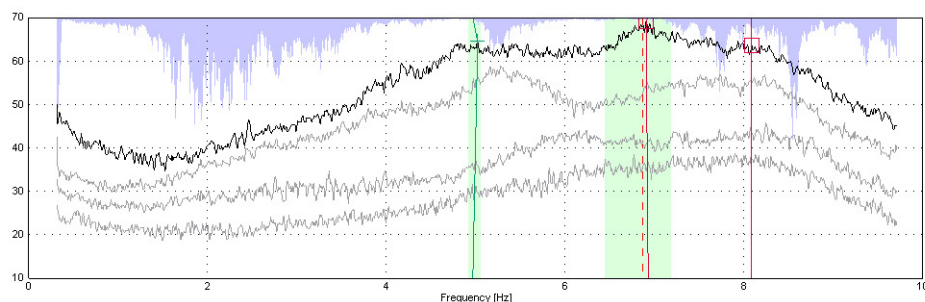


Figura 14. Espectro de respuesta. Identificación de los parámetros modales mediante el método EFDD.

**Tabla 2.** Resultados del modelo experimental antes del comienzo de la intervención sobre el área del Teatro Romano de Cádiz.

	Frecuencia Natural	(Hz)	% diferencia	Valor MAC
	SSI	9: 88		
<b>1º Modo de Vibración</b> Mov. paralelo eje Y (Figura 10)	4,83	4,77	1,24	0,95
<b>2º Modo de Vibración</b> Mov. paralelo eje Z (Figura 10)	6,88	6,90	1,40	0,94
<b>3º Modo de Vibración</b> (Modo de torsión)	8,25	8,26	0.10	0,94

**Tabla 3.** Comparación de las frecuencias naturales (Hz) asociadas a los tres modos de vibración.

	F. Natural 1º Modo (Hz)	F. Natural 2º Modo (Hz)	F. Natural 3º Modo (Hz)
<b>Modelo Experimental. Fase Previa.</b>	4,83	6,88	8,25
<b>Modelo Experimental. Fase Posterior.</b>	4,86	6,92	8,30
<b>% de diferencia</b>	0,61 %	0,57 %	0,60 %

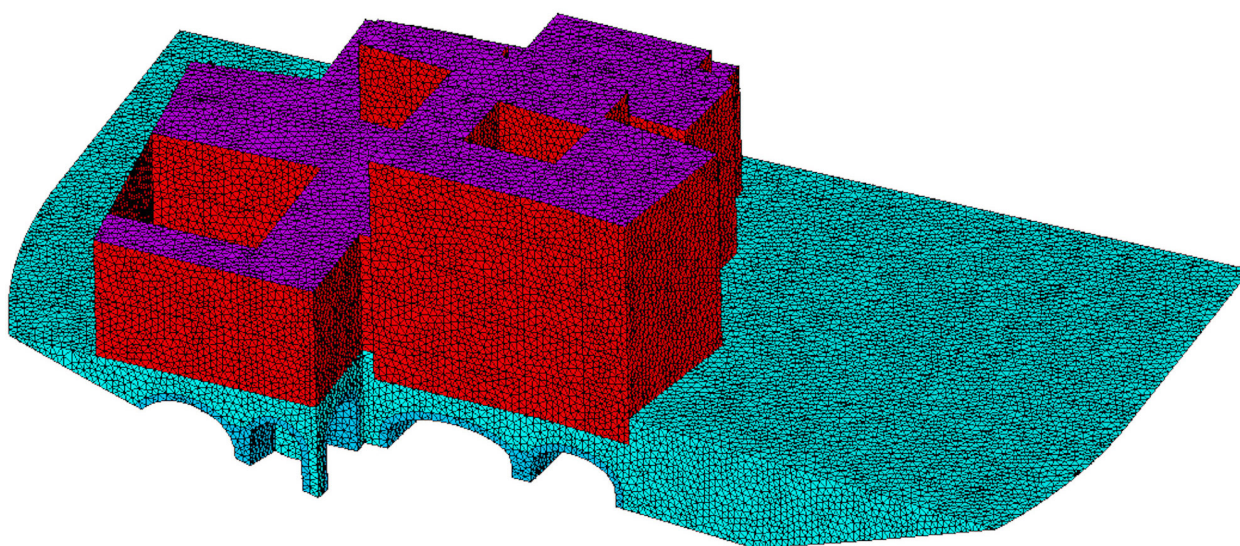


Figura 15. Modelo de EF correspondiente al estado final de la obra.

apoyada en modelos de elementos finitos, se ha evaluado el efecto global de la intervención sobre los edificios, gracias a las pruebas de vibración ambiental realizadas antes y después de la ejecución de los paraguas de inyección. Ambas técnicas son, por tanto, complementarias.

Los resultados recopilados a partir del control de los puntos indican que los movimientos inducidos por la ejecución de los paraguas de inyección son mínimos. En lo que se refiere a la aplicación del Análisis Modal Operacional, una vez comparados los datos relativos a las mediciones experimentales realizadas antes y después de la obra, se concluyó que no había habido importantes modificaciones en la rigidez de la estructura derivadas de la intervención. De la aplicación de las técnicas de control se deriva que la aplicación de la técnica de intervención ha dado buen resultado.

Como continuación de esta investigación, los resultados recopilados están siendo utilizados para validar los modelos de elementos finitos a través del procedimiento conocido con el nombre de *model updating*. Una vez que el comportamiento dinámico de los modelos de cálculo sea ajustado al comportamiento real del conjunto estructural, estos modelos podrán ser utilizados para evaluar el comportamiento del conjunto en su estado final, así como el efecto de posteriores actuaciones puedan tener sobre el conjunto (Figura 15).

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al proyecto DPI2010-21590-Co2-02 del Ministerio de Economía y Competitividad el apoyo económico prestado.

## REFERENCIAS

- (1) Corzo-Sánchez, R. (1993). El Teatro Romano de Cádiz. *Teatros Romanos de Hispania. Cuadernos de Arquitectura Romana*, 2: 133-140.
- (2) Fresnadillo-García, R., Tabales-Rodríguez, M. A., Maya-Torcelly, R., Jurado-Fresnadillo, G., Pajuelo-Sáez, M. (2008). Cádiz en la edad media. *Revista Atlántica-Mediterránea de Prehistoria y Arqueología Social - RAMPAS*, 10: 399-411.



- (3) Pérez-Alberich, J. M. (2011). La revitalización del Teatro. De los años ochenta a la actualidad. El Theatrum Balbi de Gades. En *Seminario «El Teatro Romano de Gades. Una mirada al futuro»*, Cádiz 18-19 Noviembre 2009. Cadiz: Servicio de Publicaciones Universidad de Cádiz.
- (4) Yanes, E., Cobo, A. (2011). Un proyecto arquitectónico singular de consolidación. La futura mirada al Teatro Romano Gaditano. El Theatrum Balbi de Gades. En *Seminario «El Teatro Romano de Gades. Una mirada al futuro»*, Cádiz 18-19 Noviembre 2009. Cadiz: Servicio de Publicaciones Universidad de Cádiz.
- (5) Da Casa, F., Echeverría, E., Celis, F. (2007). La intervención bajo rasante, la importancia de su conocimiento. La técnica de la inyección armada. *Informes de la Construcción*, 59(505): 21-35, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.2007.v59.i505.498>.
- (6) Coulter, S., Martin, C. D. (2006). Single fluid jet-grout strenght and deformation properties. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(6): 690-695, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2005.12.136>.
- (7) Rodríguez-Mayorga, E., Yanes, E., Compán, V., Sáez-Pérez, A. (2013). La restauración del templo parroquial de San Dionisio (Jerez de la Frontera, España). La inyección como método de reparación de estructuras de fábrica. *Informes de la Construcción*, 65(529): 5-16, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.11.130>.
- (8) Ramos, L. (2007). *Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures* (Tesis doctoral). University of Minho .
- (9) Jiménez, J. F. (2010). *Estudio del comportamiento dinámico de pasarelas peatonales esbeltas bajo sobrecarga de uso* (Trabajo de investigación para la obtención del diploma de estudios avanzados - DEA). Sevilla: Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno - Universidad de Sevilla.
- (10) Rodrigues, J. (2004). *Identificação Modal Estocástica, Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil* (Tesis doctoral). University of Porto.
- (11) González, M. N., Cobo, A., Fuente, J.V. (2013). Obtención de modelos de cálculo de sistemas provisionales de protección de borde mediante la técnica de Análisis Modal Operacional. *Informes de la Construcción*, 65(529): 99-106, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.11.133>.
- (12) Ramos, L. F., Aguilar, R., Lourenço, P., Moreira, S. (2012). Dynamic Structural Health Monitoring of Saint Torcato Church. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 35(1-2): 1-15, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ymssp.2012.09.007>.
- (13) Votsis, R. A., Kyriakides, N., Chrysostomou, C., Tantele, E., Demetriou, T. (2012). Ambient Vibration Testing of Two Masonry Monuments in Cyprus. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43: 58-68, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.07.015>.
- (14) Gentile, C., Saisi, A. (2004). Dynamic-based F.E. Model Updating to Evaluate Damage in Masonry Towers. En *Proceedings of the 4th International Seminar on Structural analysis of Historical Constructions*, Vol. 1: 439-449. Padova, Italy.
- (15) Ramos, L. F., Marques, L., Lourenço, P., De Roeck, P., Campos-Costa, A., Roque, J. (2010). Monitoring Historical Masonry Structures with Operational Modal Analysis: Two Case Studies. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 24(5): 1291-1305, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ymssp.2010.01.011>.
- (16) Foti, D., Diaferio, M., Giannoccaro, N., Mongelli, M. (2012). Ambient Vibration Testing, Dynamic Identification and Model Updating of a Historic Tower. *NDT and International*, 47: 88-95, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ndteint.2011.11.009>.
- (17) Pachón, P. (2012). *Predicción de la estabilidad estructural mediante análisis modales operacionales* (Trabajo de investigación para la obtención del Máster de Innovación en Arquitectura: Tecnología y Desarrollo). Sevilla: Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno - Universidad de Sevilla.
- (18) Ministerio de Fomento. (2008). *Norma EHE Instrucción de Hormigón Estructural*. [http://www.fomento.es/MFOM/LANG\\_CASTELLANO/ORGANOS\\_COLEGIADOS/CPH/instrucciones/EHE\\_es/](http://www.fomento.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/ORGANOS_COLEGIADOS/CPH/instrucciones/EHE_es/).
- (19) Augenti, N., Parisi, F., Acconcia, E. (2012). MADA: online experimental database for mechanical modeling of existing masonry assemblages. En *Proc., 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- (20) CTE. (2006). Código Técnico de la Edificación. <http://www.codigotecnico.org/web/recursos/documentos/>.

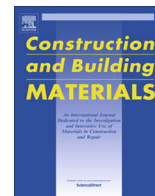
\* \* \*

## ***ANEJO B***

***Control of structural intervention in the area of the  
Roman Theatre of Cadiz (Spain) by using non-destructive techniques.***







# Control of structural intervention in the area of the Roman Theatre of Cadiz (Spain) by using non-destructive techniques



Pablo Pachón<sup>a,\*</sup>, Víctor Compán<sup>a</sup>, Esperanza Rodríguez-Mayorga<sup>b</sup>, Andrés Sáez<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Dep. of Building Structures and Ground Engineering, University of Seville, Spain

<sup>b</sup> Dep. of Continuum Mechanics and Structural Analysis, University of Seville, Spain

## HIGHLIGHTS

- Operational modal testing of a group of historical masonry buildings.
- Topographic control and ambient vibration tests are used for the control of a structural intervention.
- Updated FE model is used to control a structural intervention in different stages.
- Updated FE model is used to foresee the behaviour of a group of historical buildings after a structural intervention.

## ARTICLE INFO

### Article history:

Received 8 April 2015

Received in revised form 28 September 2015

Accepted 18 October 2015

### Keywords:

Historical structures  
Roman Theatre of Cadiz  
Grout umbrellas  
Operational Modal Analysis  
FE model updating

## ABSTRACT

This paper presents the dynamic characterization of a group of historical buildings located over the Roman Theatre of Cadiz (Spain), a piece of heritage that has been buried for centuries under the historical town. In 2010, an intervention began in order to excavate it, while respecting the buildings over it. The control of this intervention is being done by means of topographic control points and ambient vibration tests. On the basis of the results obtained from the dynamic tests, a finite element model was updated and subsequently used to check the current works and foresee the final behaviour of the complex. A brief description of the Roman theatre and the works to recover it, the methodology followed to control such works and the results obtained are the main goals of this paper.

© 2015 Elsevier Ltd. All rights reserved.

## 1. Introduction

Nowadays, the preservation of the architectural heritage is a fundamental aspect in the cultural development of modern cities. This heritage has to be preserved and different technical works are often necessary to ensure its proper preservation. In this process, non-destructive techniques are an indispensable tool to provide information about the structural behaviour of the building at different stages of the works [1].

In the last decades, Operational Modal Analysis (OMA) method has consolidated as a non-destructive technique that allows the experimental estimation of the modal parameters of a structure from measurements of its dynamic response to ambient vibration only [1–3]. Due to the nature of historical buildings, the use of artificial elements such as impact hammers or shakers is usually not

allowed and the tests are thus performed by using the ambient vibration survey technique. The main advantages of OMA are its low economic cost and the fact that excitation equipment is unnecessary. Because of these factors, OMA is currently recognised as quite as convenient technique for the control of structural interventions in this kind of buildings. This is possible due to the fact that alterations of geometrical dimensions, boundary conditions, mass and mechanical properties of materials, or the simultaneous occurrence of all these phenomena during the works, affect the dynamic behaviour of the structures. In this way, if the dynamic response of the structure is evaluated before, during and after the works by using ambient vibration tests, changes in its performance can be detected. The assumption that damage can be linked to a decrease of stiffness seems reasonable for this type of structures [1,3].

Furthermore, the modal properties provided by the application of operational modal analysis are convenient to check and update, if necessary, numerical models. It is assumed that the greatest difficulty for the analytical analysis of a historical building is the high

\* Corresponding author.

E-mail addresses: [ppachon@us.es](mailto:ppachon@us.es) (P. Pachón), [compan@us.es](mailto:compan@us.es) (V. Compán), [espe@us.es](mailto:espe@us.es) (E. Rodríguez-Mayorga), [andres@us.es](mailto:andres@us.es) (A. Sáez).

level of uncertainty associated with many factors [1,4]. Due to this fact, slight modifications of the mechanical properties of the structural materials, the soil–structure interaction or even the building construction process, are usually the cause of great differences between the results obtained from an analytical analysis and others estimated experimentally by using ambient vibration tests. Thus, the FE model updating from the dynamic structural parameters identified experimentally allows the adjustment of these models in order to obtain a more accurate estimation of the actual behaviour of the structure [4,5]. In this way, updated FE models can be used to assess structural works and even to foresee the final performance of the historical building.

In recent years, many cases of application of ambient vibration tests can be found in historical buildings. Despite the fact that output-only modal tests are especially suitable for flexible systems, such as bell towers and minarets [5–8], several applications of OMA have already been performed in massive buildings [9,10]. However, the applications of OMA to evaluate and control structural interventions in this kind of buildings are more limited [11–13].

This paper investigates the dynamic characteristics of a group of historical buildings located over the Roman Theatre of Cadiz (Spain) (Fig. 1). The theatre is a piece of heritage that has been buried for centuries under the historical town (“Populo” district). Recently, an intervention began in order to dig it up while respecting the monumental landmarks over it. The intervention consisted in the construction of some vaults under the buildings using the grout umbrella technique. Due to the fact that the excavations were too close to several historical inhabited buildings, a dynamic control was planned in addition to a topographical control. This control is being carried out through the estimation of the dynamic parameters of the structure by using ambient vibration tests. In this way, the main goals of the paper focus on: (i) describing the Roman Theatre of Cadiz and the works that are in progress to recover it and (ii) describing the non-destructive techniques implemented to control the impact of the structural intervention on the surrounding buildings. For this latter purpose, special attention is paid to application of OMA, with a twofold aim. First, to estimate the modal parameters prior to the excavation works and at the completion of the initial stages of the works, since any significant alteration of such parameters would be indicative of undesirable changes in the structural behaviour of the complex. Second, the obtained experimental results permit to develop an updated finite element model that replicates the actual structural behaviour of the complex. This model can be subsequently used to foresee the final behaviour of the complex.

The paper is organised as follows: Section 2 summarizes the main characteristics of the Roman Theatre of Cadiz together with a historical overview and a brief description of the current intervention aimed at recovering the buried Roman Theatre. Section 3 is devoted to discuss the control of the intervention, mainly based on topographic control and ambient vibration tests. It further describes the initial finite element model developed to estimate the modal parameters of the system. Section 4 presents the updating of the finite element model based on the experimentally obtained modal parameters. The resulting finite element model is then applied to check the current intervention works and foresee its structural incidence in the surrounding buildings when completed. Finally, the conclusions to this work are drawn in Section 5.

## 2. The roman theatre of Cadiz

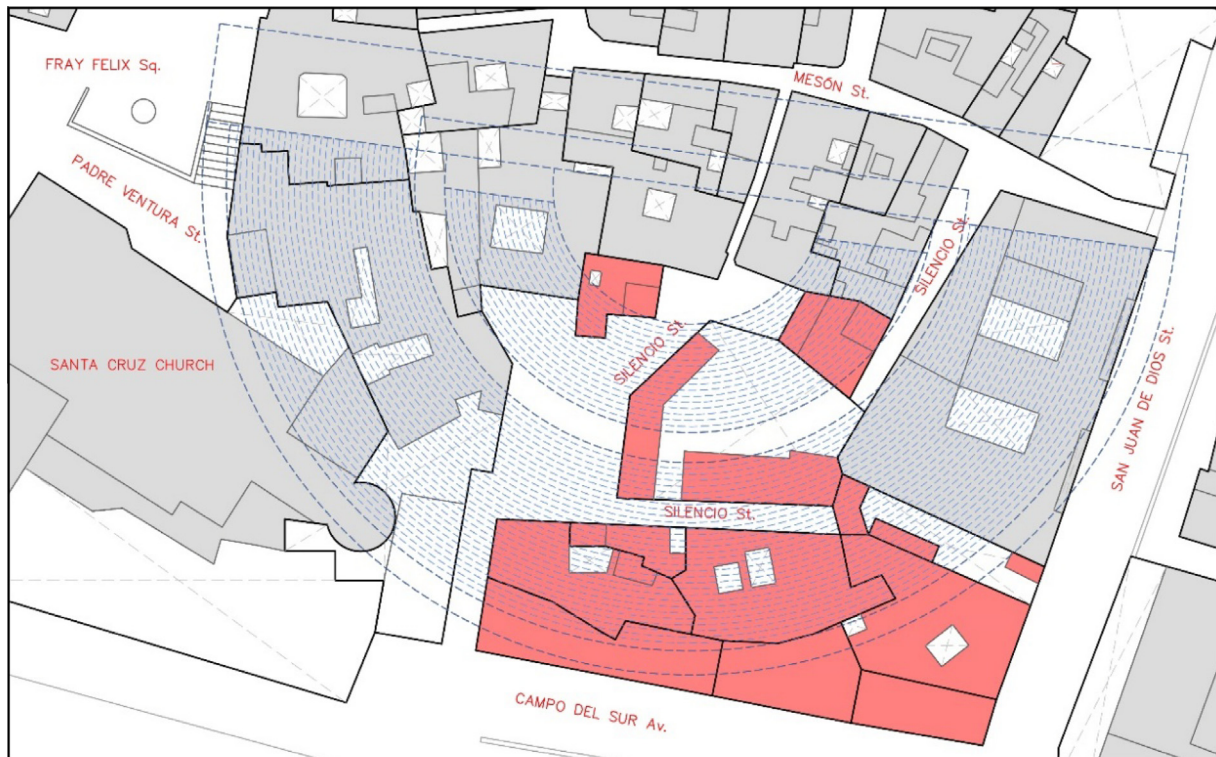
### 2.1. Historical aspects

The Theatre of Cadiz is a sample of Roman architecture still remaining in Cadiz, a coastal city placed in the south of Spain. It is one of the largest and oldest theatres in this country. It was constructed in the last part of the 1st century BC by the politician Lucius Cornelius Balbus the Younger and its diameter is approximately 120 m, which is similar to the diameter of those theatres constructed in Rome. At that time, Cadiz was the centre of a huge economic and military activity. Thus, the theatre was conceived as part of an urban renovation of the city intended to provide it with new public buildings and to enlarge it [14]. The materials used to construct the theatre were opus caementicium and masonry. These resistant and hardly recyclable materials prevented the fact that the theatre were later used as a quarry, as happened with other Roman buildings in the city. At the same time, they made the theatre a platform suitable to be used as the foundations of other buildings constructed later [15]. The history of Cadiz is marked by the fact that the city is placed in an isthmus. This fact restricts its enlargement due to the lack of available land. As a consequence, the city has grown up in superimposed layers. The theatre was abandoned in the 3rd century due to the declining economy caused by the Third Century crisis of the Roman Empire. In the Islamic years of the city, a fortress was partially built over the remains of the theatre [14,16].

The reconquest of Cadiz by the king Alfonso X in the 13th century meant the revival of the city of Cadiz. The reconstruction of the old and destroyed Islamic city gave as a result a citadel composed by several houses, the previous fortress that was rebuilt and a new church in the place of the old Mosque (currently known as the Old Cathedral or Santa Cruz Church) (Fig. 2). These buildings



Fig. 1. Area of the Roman Theatre of Cádiz (2010).



**Fig. 2.** Plot plan of the Roman Theatre area in 1980 (in red demolished buildings). (For interpretation of the references to colour in this figure legend, the reader is referred to the web version of this article.)

were the first pieces of the “Populo” district, which is considered as a cultural and historical area in the city of Cadiz [17]. After the death of the king Alfonso X in 1284, the development of the city slowed down [18].

At the end of the 16th century, the Old Cathedral and the castle were rebuilt due to the destruction caused by the sacking of the city by the Earl of Essex [19]. In the 18th century and only for some years, the castle became the Midshipman Academy and the Navy Observatory [20]. This is the last news of the castle until it was demolished in the 19th century.

At the beginning of the 20th century, this empty area was used to build a warehouse. In 1980, the remains of the Roman Theatre were accidentally discovered under the “Populo” district (Fig. 2). At that time, a great interest emerged about the building, with the aim of recovering its remains and restore them. From 1980 to 2008, a large part of the summa cavea of the theatre was unearthed and some buildings without historical value were demolished for this purpose (Fig. 3).

## 2.2. Current intervention

In 2010, the major part of the theatre was still lying under the blocks of the “Populo” district. This district is part of Cadiz heritage from the historical and artistic points of view: the Old Cathedral (also known as Santa Cruz Church), the remains of the city walls and gates, and some listed urban buildings as the house known as “Posada del Meson” (XVII century) are currently standing over the remains of the Roman Theatre (Fig. 4). Subsequently, a significant intervention was planned and launched to uncover the remains of the theatre without damaging the “Populo” district.

To this end, the proposal of the project was based on the construction of some vaults under the “Populo” blocks using grout injection [20]. These vaults are intended to support the buildings

and allow the excavation beneath them (Fig. 5). The technique applied in this project is umbrella grouting, which is a well-known technique in tunnelling [21,22]. The vaults are created by attaching horizontal grout elements. The exact position of the grout injections is achieved by steel arches used as the pattern for the introduction of the sleeve port pipes (Fig. 6-left). The grout arches overlap among them by their cone shape forming a vault (Fig. 6-right). The vaults rest on pilasters built also through grout injection. In all injections cement-bentonite grouts are used. The first stage of the works consisted in performing 5 metre-long vaults, in order to subsequently remove the soil located under them during the second stage (Fig. 5). Currently, these two phases have already been completed. In developing future steps, these vaults will reach greater length and other ones will be carried out perpendicular to them. The final result will be the creation of a new vaulted space under the “Populo” blocks created by grouting umbrellas (see Section 4.3 and Fig. 18 therein). This last stage is still pending and hopefully will be executed in the next months.

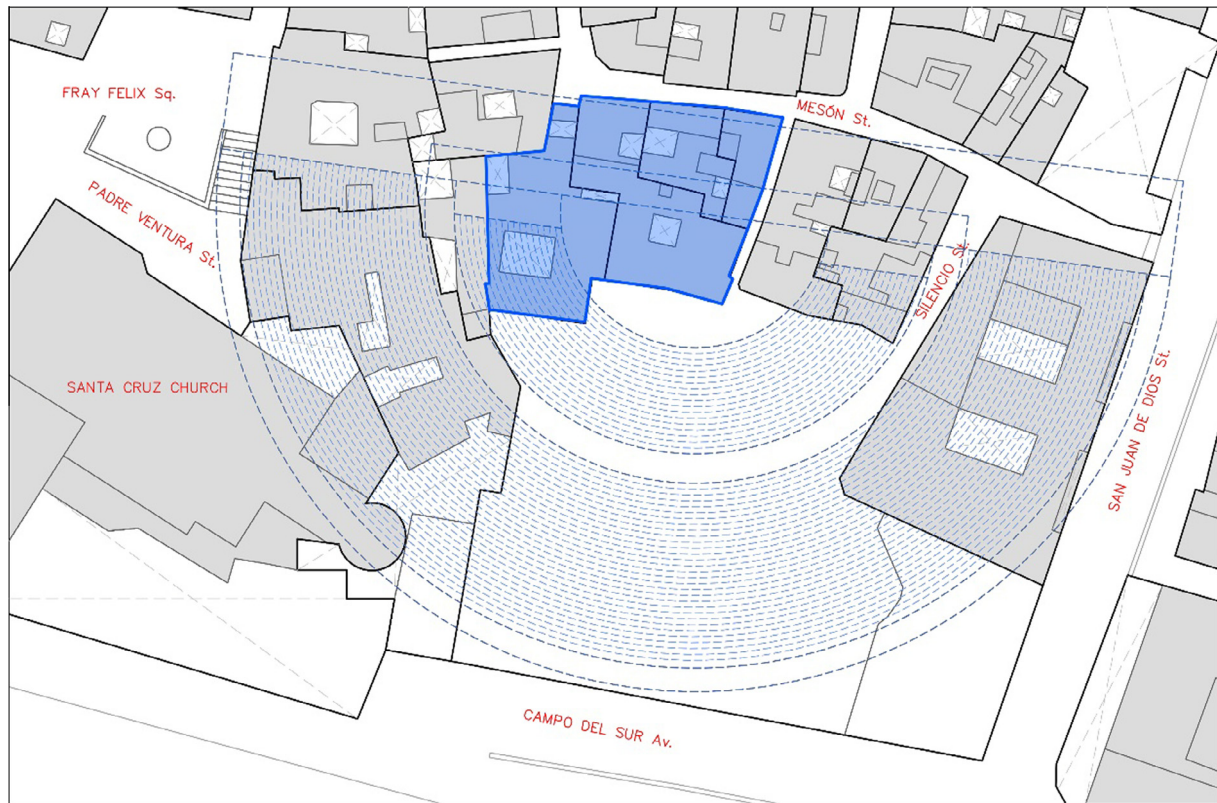
## 3. Control of the intervention

The control of the intervention that is running on the Roman Theatre area is being carried out mainly by means of two non-destructive techniques. These are the topographic surveys and ambient vibration tests, as next described:

### 3.1. Topographic control

The topographic control technique was used during and after the injection process of the concrete vaults. A high-performance motorised total station was implemented to monitor the movements of these historical buildings during the works, with a precision of 0.05 mm (Fig. 7-left). In addition, twenty-six high precision





**Fig. 3.** Plot plan of the Roman Theatre area in 2010 (in blue analysed buildings). (For interpretation of the references to colour in this figure legend, the reader is referred to the web version of this article.)



**Fig. 4.** The Roman Theatre under the blocks of the "Populo" historical district.

targets (Fig. 7-right), whose disposition is reflected in Fig. 8, were used as measuring points. This equipment provides a real-time readout of all the movements registered in all three spatial directions. Furthermore, it is also equipped with an automatic alarm system, which will send a warning message to the mobile phones of the technical staff in case the displacements exceed the pre-established limits deformations (one millimetre).

The results collected during the execution of the injection umbrellas indicate insignificant movements that do not affect the structural stability of the buildings. The movements recorded between April 22, 2011 and March 27, 2012, execution period of one of these injection umbrellas, present in 99% of cases values less than one millimetre in both the vertical and the horizontal direction (Fig. 9).

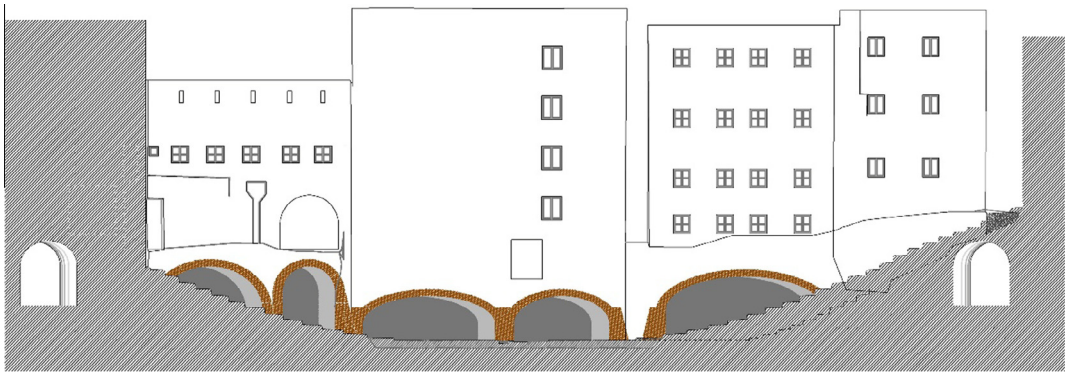


Fig. 5. Sketch of current stage of the intervention.

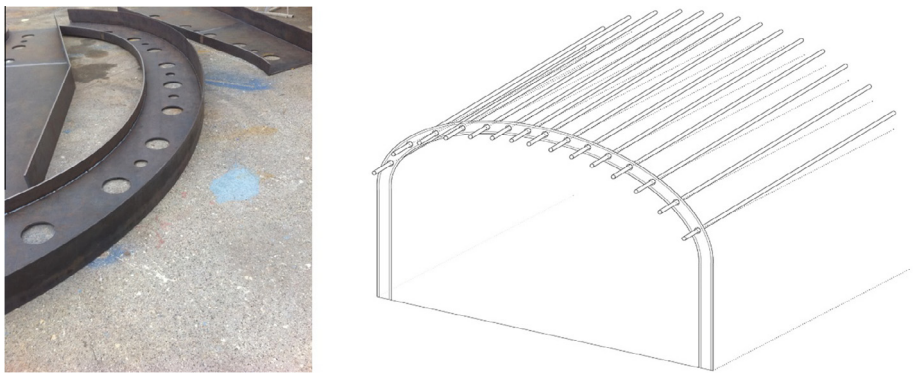


Fig. 6. Steel arches (left). Sketch of the construction of a vault using grout injections (right).



Fig. 7. Total station of topographical control (left). Target (right).

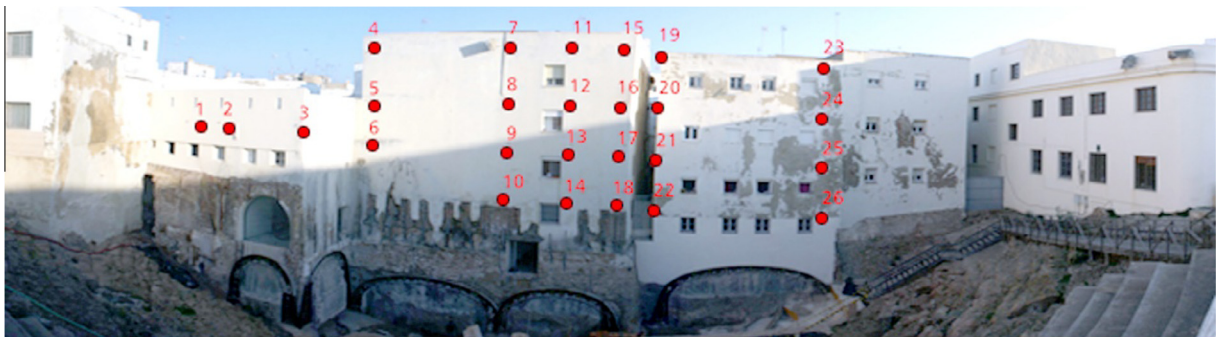


Fig. 8. Targets location.



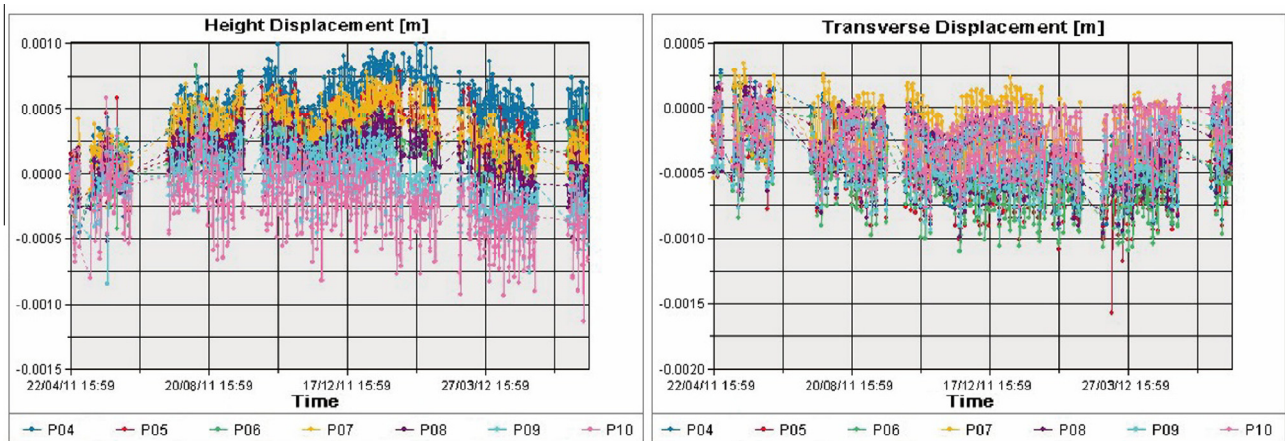


Fig. 9. Vertical (left) and lateral (right) movements of the points 4–10 during injection vault located just below.

### 3.2. Ambient vibration tests and modal identification

The intervention in the Roman Theatre area is also being controlled by ambient vibration tests. These tests were carried out between March 2011 and April 2013, with the aim of identifying the natural frequencies, mode shapes and damping ratios of the “Populo” blocks and their variation along the construction period. The control consisted in obtaining these modal parameters before and at different stages of the works, and comparing them. Significant changes in these parameters would indicate any alteration of the structural stiffness of the buildings located above the theatre. It is well known that structural stiffness is directly related with natural frequencies:

$$f_n = \sqrt{\frac{K_n}{m}} \quad (1)$$

where  $f_n$  is the natural frequency;  $m$ , the mass and  $K_n$ , the structural stiffness. Since the mass of the buildings remains constant, the relationship between the natural frequencies and the structural stiffness is straightforward.

#### 3.2.1. Initial finite element model

The application of the Operational Modal Analysis requires the creation of an initial model in order to both gain an estimation of the natural frequencies and check the position of the accelerometers [1]. This initial FE model was built with the Abaqus/CAE 6.13 Software [23] and corresponds to the first stage of the works (after the first execution phase of grout umbrellas). This is mainly composed by three components: buildings, vaults and soil. The buildings were modelled with shell elements, whilst solid elements were used to model the soil and the vaults (Fig. 10). The final model has 979,178 elements, 191,117 nodes and 666,177 degrees of freedom. The material properties were estimated from both

the geotechnical study of the soil and related bibliography [24,25]. Thus, the following assumptions were made: the density of the masonry (load bearing and enclosing walls of the buildings), the concrete slabs of the buildings, the soil and the concrete vaults are 1800, 2350, 2000 and 2200 kg/m<sup>3</sup>, respectively; the corresponding Young's modulus are 2500, 21,000, 1300 and 13,000 MPa, respectively; and a Poisson's ratio of 0.2 is adopted for all the components. A linear isotropic material model is considered for our purposes.

As pointed out above, this initial finite element model has been used to locate the appropriate positions for the reference accelerometers and estimate the location with larger modal displacements. Fig. 11 illustrates the first vibration modes together with its corresponding natural frequencies.

#### 3.2.2. Experimental set-up

Three dynamic modal identification tests were performed: before the works started (April 15, 2011), after the first execution phase of injection umbrellas was executed (April 20, 2012) and after removing the soil located under the vaults (April 6, 2013). The equipment used for these tests was composed by 8 uniaxial force balance accelerometers, with a bandwidth ranging from 0.01 to 200 Hz, a dynamic range of 140 dB, a sensitivity of 10V/g and 0.35 kg of weight (model ES-U2), connected by eight 40-metre coaxial cables to a twelve-channel data acquisition system with a 24-bit ADC, provided with anti-alias filters (model GRAN-ITE). The equipment is manufactured by the company KINEMETRICS (Fig. 12).

Fig. 13 shows a schematic representation of the sensors layout. The total number of measuring points is 20. Four measuring points were set on each floor, two in the X direction and two in the Y direction, in order to capture the global vibration modes in both the longitudinal and lateral (transverse) direction of the buildings. Since only 8 accelerometers were available for the testing and 4 of them (placed at points 1–4) were held stationary for reference measurements, a series of four set-ups in each stage were necessary to cover all measuring points. In each of the setups, the accelerations were recorded with a sampling rate of 100 Hz and a sampling time of 12 min. These assumptions ensure that frequencies from 1 to 50 Hz would be properly recorded.

The same test planning was adopted in the three cases by using the same parameters and measuring points. Similar temperature and humidity conditions were also considered. It is to be noted that these aspects, such as important changes of humidity, could modify the frequencies up to 5% [11]. The excitation was always associated to environmental loads (Fig. 14).

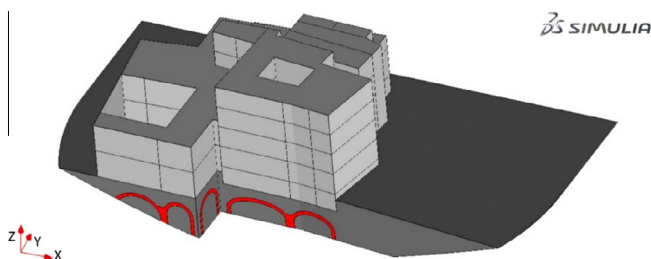


Fig. 10. FE model (after the first stage of the works).

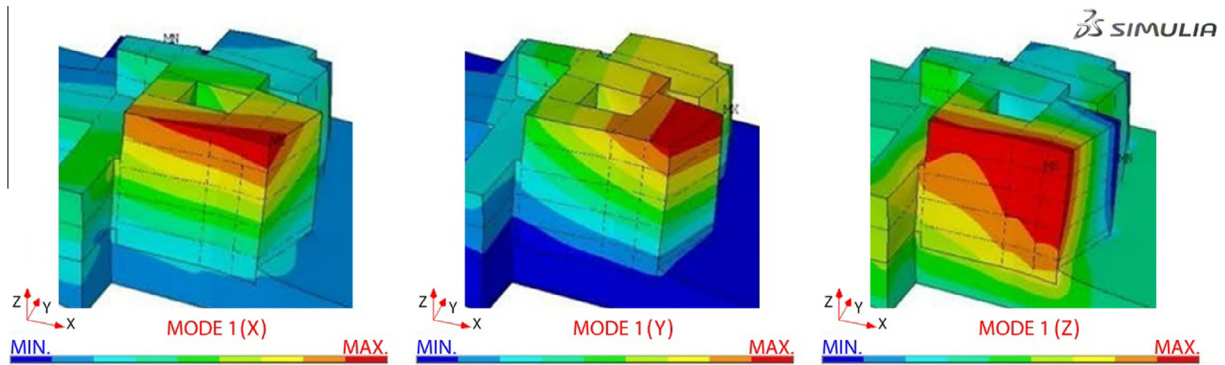


Fig. 11. Modal displacements of the first vibration mode (5.59 Hz) in X, Y and Z directions. Initial FE model.



Fig. 12. Measurement equipment.

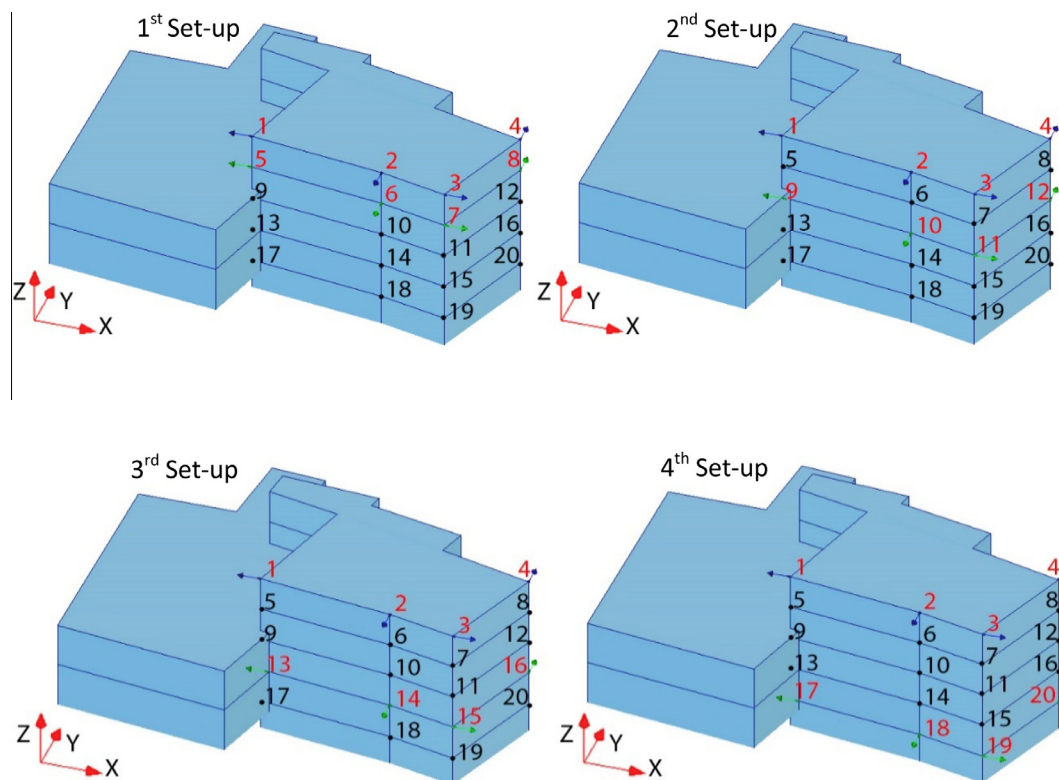


Fig. 13. The measuring set-ups and accelerometer locations and directions.

### 3.2.3. Data processing and operational modal analysis

The data obtained in-situ was processed with the software ARTEMIS [26] using two different identification methods: the

Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) technique (Fig. 15) [27] and the Stochastic Subspace Identification (SSI) method [28,29]. In order to perform a more accurate analysis and

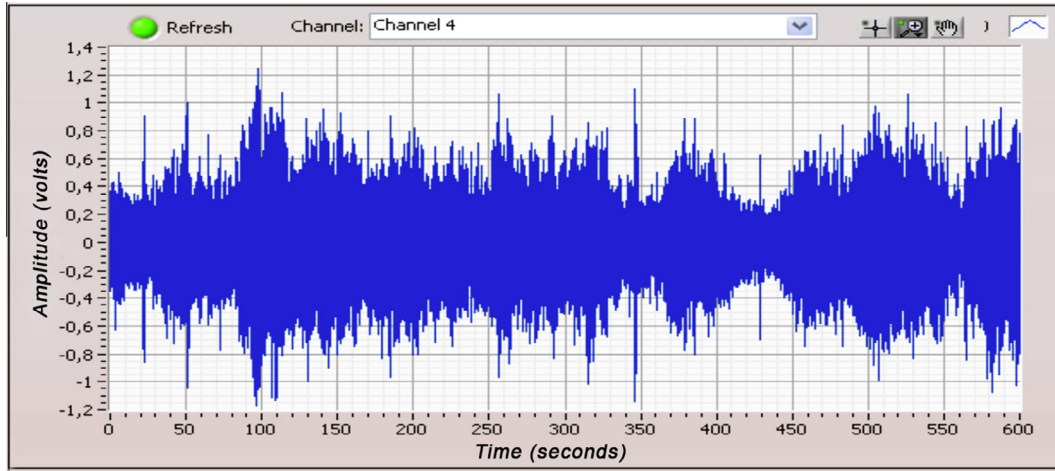


Fig. 14. Time history response (example of level of ambient excitation – accelerometer four, 2nd set-up).

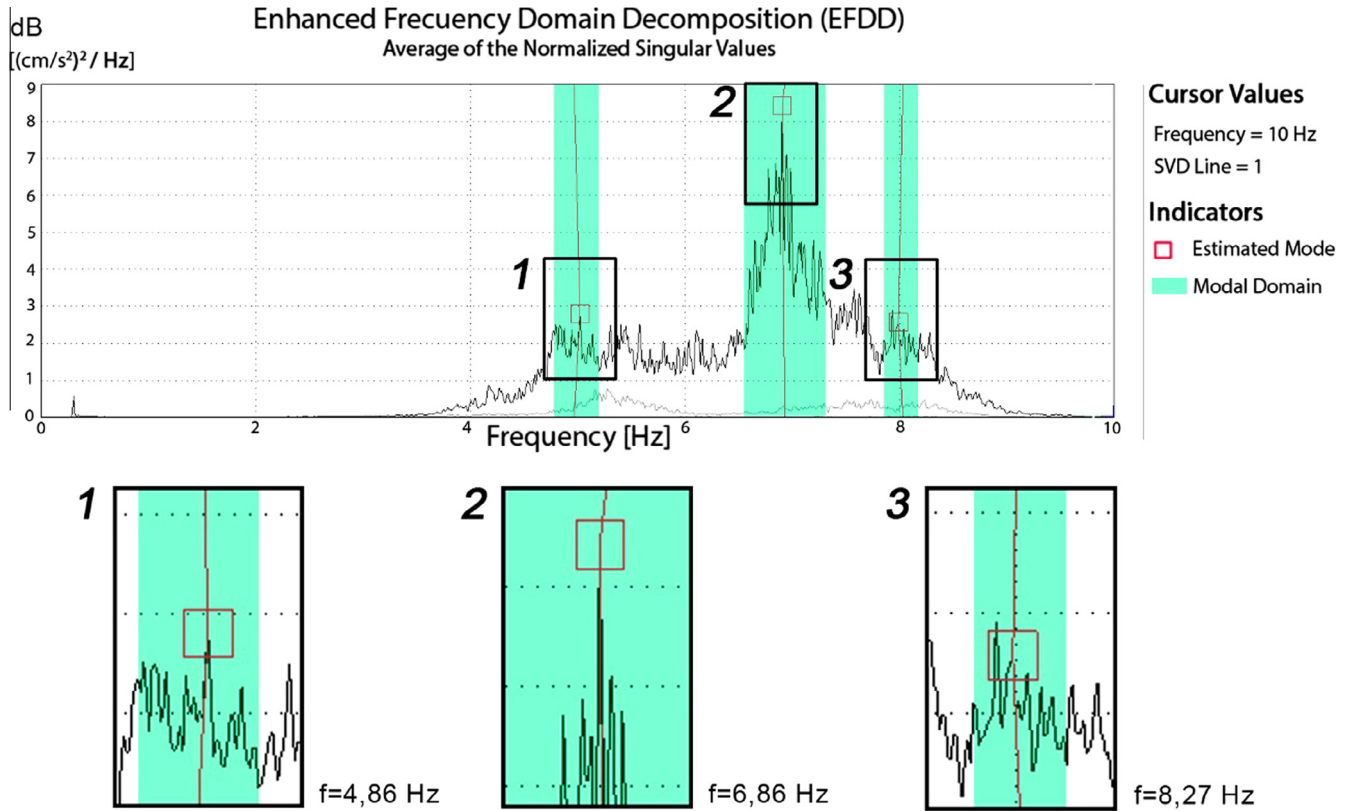


Fig. 15. Example of ambient test set up (EFDD).

to take into consideration that the expected natural frequencies are below 10 Hz, a decimation factor of 10 was previously applied.

In this way, the modal frequencies, the damping ratios and the mode shapes were obtained and later validated using the Modal Assurance Criterion (MAC) between the EFDD and SSI results. The MAC value is defined as follows [28]:

$$MAC_{j,k} = \frac{(\varphi_j^T \cdot \varphi_k)^2}{(\varphi_j^T \cdot \varphi_j) \cdot (\varphi_k^T \cdot \varphi_k)} \quad (2)$$

where  $\varphi_j$  and  $\varphi_k$  are the two modes to be compared and T denotes the transpose. A good correlation between two modes is achieved

when the value of its M.A.C. ratio is greater than 0.85. Finally, the results of the data processing in each stage are presented in Tables 1–3.

As it may be seen from the tables above, the ambient vibration tests allowed identifying accurately the first three modes in a frequency range from 0 to 10 Hz. The frequencies were identified with relative errors lower than 1.5%, taking as reference the results of the SSI method. The results of the damping ratio have higher variability (up to 63%) and the average modal damping ratios of the buildings are 1.62% and 3% for EFDD and SSI techniques, respectively. With respect to the mode shapes, the MAC values were always higher than 0.94 for all collected data. In the three experimental campaigns, the first and second modes correspond



**Table 1**Results of the experimental modal analysis tests before the works (April 15, 2011): natural frequencies ( $f$ ), damping ratios ( $\xi$ ) and standard variances (Std.).

	SSI				EFDD				MAC
	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
Mode 1	4.83	0.03	3.43	0.50	4.77 (1.2%)	0.08	2.2 (35%)	0.59	0.95
Mode 2	6.88	0.01	2.36	0.28	6.78 (1.4%)	0.10	1.1 (53%)	0.24	0.94
Mode 3	8.25	0.02	3.21	0.18	8.26 (0.1%)	0.13	1.2 (63%)	0.21	0.94

The percentage in parenthesis indicates the relative error taking as reference the results of the SSI method.

**Table 2**Results after the first stage of the works (April 20, 2012): natural frequencies ( $f$ ), damping ratios ( $\xi$ ) and standard variances (Std.).

	SSI				EFDD				MAC
	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
Mode 1	4.86	0.02	3.74	0.71	4.86 (0.1%)	0.05	2.2 (41%)	1.30	0.99
Mode 2	6.92	0.05	2.16	0.21	6.86 (0.8%)	0.03	0.8 (62%)	0.44	0.99
Mode 3	8.30	0.06	2.81	0.55	8.27 (0.4%)	0.08	1.8 (36%)	0.11	0.98

The percentage in parenthesis indicates the relative error taking as reference the results of the SSI method.

**Table 3**Results after the second stage of the works (April 6, 2013): natural frequencies ( $f$ ), damping ratios ( $\xi$ ) and standard variances (Std.).

	SSI				EFDD				MAC
	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	$f$ (Hz)	Std. $f$	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
Mode 1	4.85	0.04	3.70	0.61	4.85 (0.1%)	0.06	2 (45%)	1.10	0.97
Mode 2	6.90	0.02	2.66	0.22	6.86 (0.5%)	0.05	1.7 (62%)	0.24	0.98
Mode 3	8.26	0.08	3.12	0.45	8.23 (0.4%)	0.10	1.6 (36%)	0.21	0.95

The percentage in parenthesis indicates the relative error taking as reference the results of the SSI method.

to translation of the buildings while the third one corresponds to a rotational mode (Fig. 16).

Finally, the variation among the three project stages of the natural frequencies associated with the different vibration modes of the blocks were compared as a control measure. As can be observed in Table 4, the differences between the natural frequencies are always lower than 1%. It can therefore be concluded that the structural stiffness of the buildings are not being affected by the current works.

#### 4. Model updating

On the basis of the results obtained from the ambient vibration tests, the initial finite element model was updated and subsequently used to foresee the final behaviour of the complex. One of the first difficulties that can be detected in finite element models of historical buildings is the high level of uncertainty associated with many factors affecting the actual behaviour of the structure. Often the inaccuracies in this model will arise because of poorly

**Table 4**

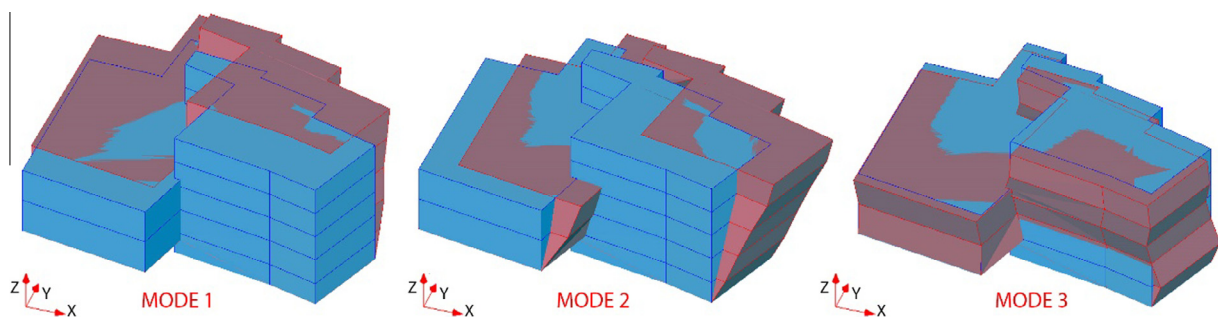
Comparison of frequencies (Hz) associated with each experimental campaign.

	$f_{\text{(before the works)}}^a$	$f_{\text{(after 1st stage)}}^b$	$f_{\text{(after 2nd stage)}}^c$	Max.% difference
Mode 1	4.83	4.86	4.85	0.61
Mode 2	6.88	6.92	6.90	0.57
Mode 3	8.25	8.30	8.26	0.60

Results of natural frequencies obtained from the SSI method.

<sup>a</sup> April 15, 2011.<sup>b</sup> April 20, 2012.<sup>c</sup> April 6, 2013.

known boundary conditions, unknown material properties or simplification in the modelling. These uncertainties in the modelling process cause the predicted dynamics of a structure to be different from the measured dynamics of the real structure. If accurate measured data is available, then this data could be used to improve the numerical model in general and some uncertain parameters of the model in particular.

**Fig. 16.** Mode shapes associated with the experimental results (SSI).

#### 4.1. Basics of FE model updating

The FE model updating based on the experimental results of natural frequencies and vibration modes may be performed of the structure from two different perspectives, following either direct or indirect methods. In the early years of this technique, the adjustment of the FE model was performed directly through the introduction of changes in the mass and stiffness matrices of the structure, what has the advantage of allowing an adjustment between the numerical model and the experimental data through a direct algorithm without the need of iterating. However, this methodology has as main disadvantage that the updating process is performed without necessarily involving the physical knowledge of the problem. This drawback caused the later appearance of other family of methods, iterative methods [30,31], where the model updating arises from the changes applied on some well-defined structural physical parameters selected by the users. In this case, the modified parameters are not linearly related to the modal parameters, so that the adjustment process requires the use of optimization algorithms for non-linear problems, thus being necessary to undergo an iterative process. A straightforward manner to perform the FE model updating is to define as objective function the minimization of the relative differences between the experimental and numerical modal parameters. The equation resulting from this aim is usually formulated as a least square problem:

$$l(\theta) = \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^m w_j \cdot [z_{NUM,j}(\theta) - z_{EXP,j}]^2 = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^m w_j \cdot r_j(\theta)^2 \quad (3)$$

where  $z_{NUM,j}(\theta)$  are the magnitudes obtained from the numerical model, which are related to the physical parameters of the model,  $\theta$  (modulus of elasticity, soil stiffness ...),  $\theta$  being the object of the adjustment. The variables  $z_{EXP,j}$  represent the same magnitudes obtained from experimental data. The differences between the experimental and numerical parameters are denoted as residues,  $r_j(\theta)$ . It is advisable that the number of residues,  $m = m_f + m_s$  (with  $m_f$  being the number of natural frequencies considered and  $m_s$  being the number of the coordinates of the vibration modes considered), is greater than the number of variables adjusted,  $\theta$ . A weight variable  $w_j$  is established for each residue to take into account the different reliability of the identified modal parameters. This later approach will be the one implemented in our study. Both residues (from natural frequencies and vibration modes coordinates) are applied in the above Eq. (3) according to the following expressions:

$$r_{f,j}(\theta) = \frac{f_{NUM,j}(\theta) - f_{EXP,j}}{f_{EXP,j}}, \quad j = 1, 2, \dots, m_f \quad (4)$$

where  $f_{NUM,j}(\theta)$  and  $f_{EXP,j}$  are the numerical and experimental natural frequencies of the structure; and

$$r_{s,j}(\theta) = \frac{\varphi_{NUM,j}^l(\theta)}{\varphi_{NUM,j}^r(\theta)} - \frac{\varphi_{EXP,j}^l}{\varphi_{EXP,j}^r}, \quad j = 1, 2, \dots, m_s \quad (5)$$

where  $\varphi_{NUM,j}^l(\theta)$  and  $\varphi_{NUM,j}^r(\theta)$  are the considered and reference component of the numerical vibration mode  $j$ , and  $\varphi_{EXP,j}^l$  and  $\varphi_{EXP,j}^r$  are the same components of the experimental vibration mode  $j$ . The above objective function is to be minimized by the application of an optimization algorithm. Either local or global optimization algorithms could be considered. For our purposes, global algorithms are implemented due to their robustness and controlled dependence on the initial point selected to initiate the search process. In particular, genetic algorithms have been used for the present study.

At the end, the accuracy of the updating process is checked through the comparison of the experimental and numerical natural frequencies and modal shapes by computing: the relative difference between frequencies  $\Delta f_j = r_{f,j} \cdot 100$  (%), and the MAC value

computed between the experimental and numerical vibration modes. For our purposes we will consider that a good correlation between two modes is achieved when the  $MAC_{NUM,j,EXP,j}$  value is greater than 0.85 and  $\Delta f_j \leq 5\%$ .

#### 4.2. Application of FE model updating

Typically, the finite element model updating process begins with a previous manual adjustment of the natural frequencies in order to facilitate the optimization process of the least square problem. In this case, given the relatively limited differences between the experimental and numerical (obtained from the preliminary FE model) natural frequencies, as well as the good initial correlation observed between the numerical and experimental modal shapes, this phase has been omitted during the present updating process. Next, the physical parameters of the structure that have a stronger influence on its dynamic behaviour should be selected as updating parameters. To this end, a sensitivity study has been performed among the possible material parameters, leading to the three following parameters to be updated: the Young's modulus of the masonry ( $E_m$ ), the soil ( $E_s$ ) and the concrete vaults ( $E_v$ ). It should be mentioned here that modifying Poisson's ratio has little influence on the dynamic properties of the system, as compared with the effect of modifying Young's modulus. For instance, while a 50% increase in the masonry Young's modulus (to  $E_m = 3750$  MPa) leads to about a 18% increment of the natural frequencies predicted by the initial FE model for the first three modes of vibration, a 50% increase in the masonry Poisson's ratio (to  $\nu_m = 0.3$ ) leads to just about a 1.3% increment of those natural frequencies. The selection of more parameters would unnecessarily complicate the physical understanding of the updating process. Given the good quality of the experimental data, the three identified vibration modes were chosen for the updating process. Both measured natural frequencies and modal coordinate values were taken into account. Therefore, in total 63 residual components were selected for model updating (three identified natural frequencies and twenty coordinates of each identified vibration mode). To take into account the lower reliability of the identified mode shapes in comparison with the measured natural frequencies, the weight variable for the natural frequencies was set to  $w_f = 1.00$  whilst for the modal coordinates values it was set to  $w_s = 0.10$  [30]. Finally, the finite element model updating has been performed through the implementation of the optimization

**Table 5**

Summary of the results of the FE model updating process: parameters.

Updating parameter	Initial value	Optimizing interval of values		Updated value
		Lower bound	Upper bound	
$E_m$ (MPa)	2800	1500	3000	2100
$E_s$ (MPa)	1300	500	1500	780
$E_v$ (MPa)	13,000	7000	18,000	10,100

**Table 6**

Comparison of frequencies (Hz) obtained experimentally ( $f_{SSI}$ ) and analytically ( $f_{FEM}$ ).

Modes	$f_{SSI}$ (after 1st stage)	$f_{(Initial FEM)}$	$f_{(FEM UPDATED)}$	MAC value ( $f_{SSI}/f_{FEM UPDATED}$ )
Mode 1	4.86	5.59 (15%)	4.88 (0.41%)	0.99
Mode 2	6.92	7.88 (13.9%)	6.88 (0.57%)	0.96
Mode 3	8.30	9.36 (12.8%)	8.38 (0.96%)	0.88

The percentage in parenthesis indicates the relative error taking as reference the results of the SSI method.

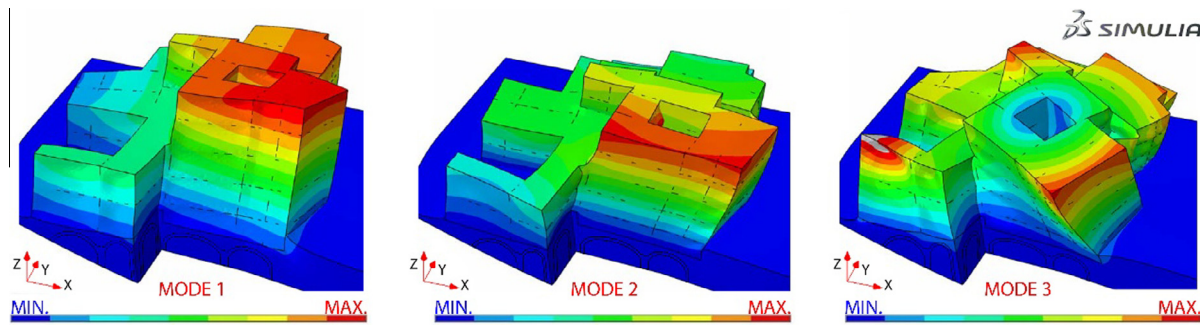


Fig. 17. Mode shapes associated with the numerical results (FEM UPDATED).

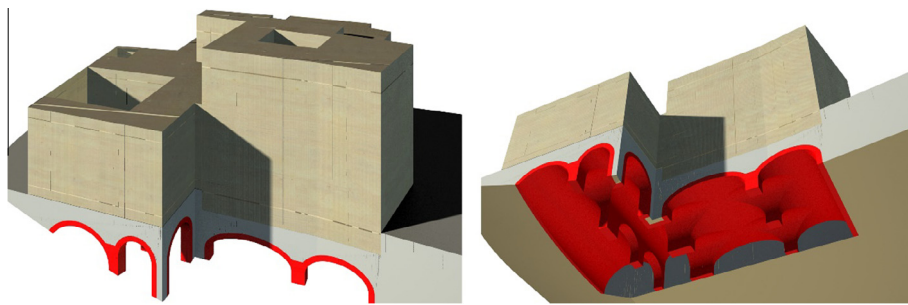


Fig. 18. Final stage of the works (FINAL FEM).

**Table 7**  
Comparison of frequencies (Hz) obtained before ( $f_{SSI}$ ) and after ( $f_{FINAL FEM}$ ) the project.

Modes	$f_{SSI}$ (before the works)	$f_{FINAL FEM}$ (final stage)	MAC value
Mode 1	4.83	4.87 (0.82%)	0.99
Mode 2	6.88	6.85 (0.43%)	0.95
Mode 3	8.25	8.37 (1.45%)	0.86

The percentage in parenthesis indicates the relative error taking as reference the results of the SSI method.

algorithm (genetic algorithm) in the Matlab software [32], considering lower and upper bounds for the updating variables, as next indicated. Table 5 presents the summary of the updating process and show its importance for obtaining reliable models that replicate the real response of the structures. As shown in Table 5, the final values of the updating parameters can differ in over 40% in comparison to the values considered for the initial model.

Table 6 confirms the high correspondence of the results of the calibrated model and the experimental dynamic tests. This clearly shows that the updated frequencies are close to the experimental frequencies (lower than 1%).

In Table 6, it can also be observed that the results of the mode shapes (Fig. 17) are also of high quality since in the whole cases the Modal Assurance Criterion (MAC values) are relatively close to the unit value (and always higher than 0.85).

#### 4.3. Forecast of the final stability at the end of the works

Once the numerical model has been updated as described in previous section, it is further employed to include the geometrical modifications proposed for the final stage of the works, that is: build the remaining vaults and proceed to empty the soil beneath the new grout umbrellas (Fig. 18). Subsequently, the resulting FE model will permit to estimate the effect of the projected intervention on the historical buildings above the theatre.

To this end, a new FE modal analysis was performed and the obtained results were compared with the experimental results obtained before the works started (Table 1), in order to foresee the expected behaviour of the historical buildings complex. These results are summarized in Table 7 and confirm that the structural intervention in the theatre should not modify significantly the dynamic behaviour of the buildings, since only small variations

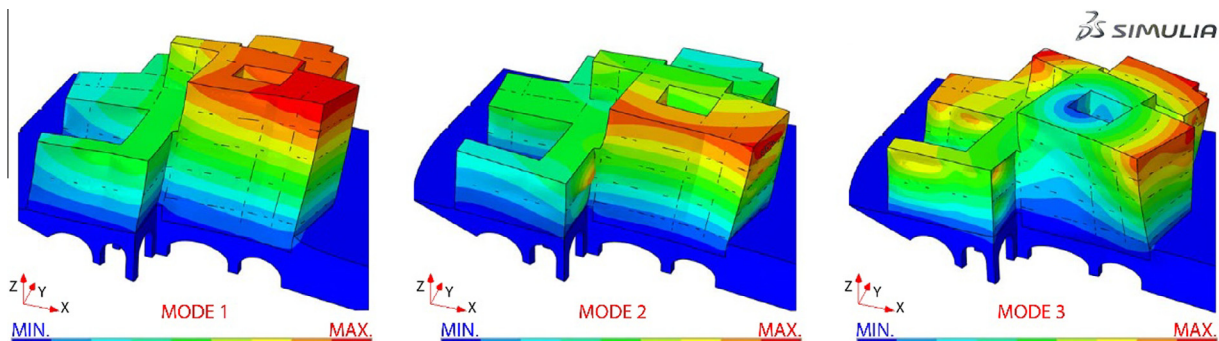


Fig. 19. Mode shapes associated with the numerical results (FINAL FEM).



in the frequencies before and after the project are anticipated. The mode shapes are also similar to those obtained in the initial model (Fig. 19) with a good MAC correlation (Table 7). Thus, it is expected that the overall intervention project will not modify significantly the structural stiffness of the buildings. At any event, a final OMA testing campaign is planned at the end of the works in order to confirm the FE model predictions.

## 5. Conclusions

This paper focuses on the control of the works that are currently running in the area of the Roman Theatre of Cadiz (Spain) to unearth its remains. A vast part of the theatre actually lays beneath existing buildings of the historical “Populo” district, which must be kept. Thus, the project to recover the theatre proposed to build several vaults under those buildings by means of umbrella grouting, to excavate later beneath the vaults and up to the theatre level.

To ensure that the works do not affect the buildings on top of the excavation area, non-destructive control techniques are applied. Namely topographical control and Operational Modal Analysis. On one hand, the results collected by topographical surveys indicate insignificant movements that do not affect the structural stability of the buildings. On the other hand, by means of ambient vibration tests, the dynamic behaviour of the complex has been assessed before the works, after the execution of the initial grout injection umbrellas (first stage of the works) and after removing the soil located under those vaults (second stage). The recorded frequencies and mode shapes exhibit minimal modifications in the dynamic behaviour of the buildings after both stages of the works, so that the current works are not significantly affecting their structural stiffness.

Subsequently, the experimental dynamic results (frequencies and mode shapes) have been used to update a finite element model. Initially, the mechanical properties were set from the available data and the bibliography –when such data were not available– and later adjusted/updated by comparing the dynamic behaviour predicted by the numerical model with that observed from the data collected in-situ. Genetic algorithms, as implemented in Matlab software, were selected for the optimization process. The updated FE model exhibits natural frequencies for the first three modes within 1% of the experimental ones, with the modes showing a good correlation of MAC values as well (ranging from 0.99 for the first mode of vibration to 0.88 for the third mode). Once updated the FE model, the expected geometrical changes were included to simulate the final state of the works. This has permitted to foresee the dynamic behaviour of the historical buildings at the end of the works. A new modal analysis based on the latter FE model anticipates that the structural stiffness of the buildings should not be modified by the intervention project, with insignificant differences between the modal frequencies obtained experimentally before the works and numerically after such works are completed. Therefore, OMA and finite element updating have proven as valuable non-destructive tools to both control and anticipate the effect of structural interventions involving historical masonry structures.

## Acknowledgements

The authors acknowledge the Property and the contractor, for the support and the availability during ambient vibration tests carried out during the different construction phases. Special thanks go to Emilio Yanes and Alejandro Cobo, Architects of the project. This work has been financially supported by Research Project P12-TEP-2068, funded by the Regional Government of Andalusia, Spain.

## References

- [1] L. Ramos, Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures, PhD Thesis, University of Minho, 2007.
- [2] J. Rodrigues, Identificação Modal Estocástica, Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil, PhD Thesis, University of Porto, 2004.
- [3] D.J. Ewins, Modal Testing: Theory and Practice. Research, Studies Press, UK, 2000.
- [4] S. Atamturktur, J.A. Laman, Finite element model correlation and calibration of historic masonry monuments: review, Struct. Des. Tall Special Build. 21 (2) (2012) 96–113.
- [5] F. Peña, P.B. Lourenço, N. Mendes, D.V. Oliveira, Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower, Eng. Struct. 49 (2010) 1466–1478.
- [6] D. Foti, M. Diaferio, N.I. Giannoccaro, M. Mongelli, Ambient vibration testing, dynamic identification and model updating of a historic tower, NDT E Int. 47 (2012) 88–95.
- [7] C. Gentile, A. Saisi, Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment, Constr. Build. Mater. 21 (2007) 1311–1321.
- [8] C. Gentile, A. Saisi, Operational modal testing of historic structures at different levels of excitation, Constr. Build. Mater. 48 (2013) 1273–1285.
- [9] B. Jaishi, W.X. Ren, Z.H. Zong, P.N. Maskey, Dynamic and seismic performance of old multi-tiered temples in Nepal, Eng. Struct. 25 (2003) 1827–1839.
- [10] R.A. Votsis, N. Kyriakides, C.Z. Chrysostomou, E. Tantele, T. Demetriou, Ambient vibration testing of two masonry monuments in Cyprus, Soil Dynam. Earthq. Eng. 43 (2012) 58–68.
- [11] L.F. Ramos, L. Marques, P.B. Lourenço, G. De Roeck, A. Campos-Costa, J. Roque, Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: two case studies, Mech. Syst. Sign. Process. 24 (5) (2010) 1291–1305.
- [12] G. Osmancikli, S. Uaçk, F.N. Turan, T. Türker, A. Bayraktar, Investigation of restoration effects on the dynamic characteristics of the Hagia Sophia bell-tower by ambient vibration test, Constr. Build. Mater. 29 (2012) 564–572.
- [13] L.F. Ramos, R. Aguilar, P.B. Lourenço, S. Moreira, Dynamic structural health monitoring of Saint Torcato church, Mech. Syst. Sign. Process. 35 (2013) 1–15.
- [14] A.A. Sierra, J.A. Sierra, P.P. Rodil, M.A. Mariscal, Guía artística de Cádiz y su provincia (I) Cádiz y Jerez, Diputación de Cádiz, Fundación José Manuel Lara, 2005.
- [15] Corzo, R. El, Teatro Romano de Cádiz: Teatros Romanos de Hispania, Cuadernos de Arquitectura Romana 2 (1993) 133–140.
- [16] R. Corzo, Sobre la topografía de Cádiz en la Edad Media, Estudios de Historia y Arqueología Medievales (II) (1982) 147–154.
- [17] J.J. Mata, J.M. Molina, Guía de Arquitectura de Cádiz, Consejería de Obras Públicas y Transportes, Dirección General de Arquitectura y Vivienda. Colegio Oficial de Arquitectos de Andalucía Occidental demarcación de Cádiz, Cadiz, 1995.
- [18] J.A. Fierro, Historia de la Ciudad de Cádiz, 1993.
- [19] J. Sánchez, Aspectos Urbanísticos de Cádiz durante los siglos XIII al XVIII, in: Proc. of Jornadas Conmemorativas del VII centenario de la muerte de Alfonso X el Sabio, Publications Services University of Cádiz, 1983.
- [20] E. Yanes, A. Cobo, Un proyecto arquitectónico singular de consolidación, La futura mirada al Teatro Romano Gaditano, in: Darío Bernal, Alicia Arévalo (Eds.), El Thearum Balbi de Gades, Proc. of Seminario El Teatro Romano de Gades, Una mirada al futuro, Cádiz, 18–19 November 2009, Publications Services University of Cádiz, 2011.
- [21] J. Oke, N. Vlachopoulos, Umbrella arch nomenclature and selection methodology for temporary support systems for the design and construction of tunnels, Geotech. Geol. Eng. 32 (2014) 97–130.
- [22] S. Coulter, C.D. Martin, Single fluid jet-grout strength and deformation properties, Tunn. Undergr. Space Technol. 21 (2006) 690–695.
- [23] Dassault Systemes, SIMULIA, ABAQUS v. 6.9-1, 2011.
- [24] EHE, Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento, 2008.
- [25] N. Augenti, F. Parisi, E. Acconcia, MADA: online experimental database for mechanical modelling of existing masonry assemblages, in: Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24–28 September 2012.
- [26] SVS. ARTEMIS Extractor 2010 release 5.0. <<http://www.svibs.com>>, 2010.
- [27] R. Brincker, C. Ventura, P. Andersen, Damping estimation by frequency domain decomposition, in: 19th International Seminar on Modal Analysis, IMAC, Kissimmee, USA, 2001.
- [28] P. Overschee, B. De Moor, Subspace Identification for Linear Systems: Theory, Implementation, Applications, Kluwer Academic Publishers, London, 1996.
- [29] B. Peeters, System identification and damage detection in civil engineering structures, PhD thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium, 2000.
- [30] A. Teughels, Inverse Modelling of Civil Engineering Structures Based on Operational Modal Data, Ph.D. Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2003.
- [31] M. Friswell, J. Mottershead, Finite Element Model Updating in Structural Dynamics, Kluwer Academic Publishers, 1995.
- [32] MathWorks, MATLAB R2008a, 2008.

## ***ANEJO C***

***Definition and Characterization of a historical building  
by using Digital Photogrammetry and Operational Modal Analysis.  
San Juan de los Caballeros Church (Jerez de la Frontera, Spain).***



## **Definition and Characterization of a historical building by using Digital Photogrammetry and Operational Modal Analysis. San Juan de los Caballeros Church (Jerez de la Frontera, Spain)**

**Pachón, Pablo<sup>1</sup>; Compán, Víctor<sup>2</sup>; Rodríguez, Esperanza<sup>3</sup>; Jiménez, Jav. Fdo.<sup>4</sup>; Pinto, Francisco<sup>5</sup>**

### **ABSTRACT**

Nowadays, the preservation of the architectural heritage is a fundamental aspect in the cultural development of modern cities. This heritage has to be preserved and different technical analysis are usually necessary to ensure its proper preservation. The main problem is that the greatest difficulty for the analytical analysis of kind of buildings is the high level of uncertainty associated with many factors [1]. For example, slight modifications of the geometry or the mechanical properties of the structural materials can be the cause of great differences between the results obtained from an analytical analysis and others estimated experimentally. Due to this fact, before performing these analysis, non-destructive techniques are usually an indispensable tool to provide information about the current geometry and the structural behaviour of the building. Thus, the use of photogrammetric techniques [2] and ambient vibration tests allows the right definition of the current geometry and the dynamic characterization of the building, respectively.

*Keywords: Historical structures, Photogrammetric technique, Ambient Vibration Tests.*

### **1. INTRODUCCIÓN**

Estudiar el comportamiento estructural de las construcciones históricas se presenta como un hecho fundamental a la hora de preservar nuestro patrimonio arquitectónico. Para ello, hoy en día, es habitual el uso de modelos numéricos que caractericen fielmente el comportamiento de dichas construcciones. Sin embargo, el mayor problema reside precisamente en caracterizar dichos modelos numéricos para que presente un comportamiento estructural similar al real. Las mayores dificultades suelen estar relacionadas tanto con el levantamiento geométrico del modelo, como con la caracterización de los elementos que definen el mismo. Pequeñas modificaciones de alguno de estos elementos conducen a resultados muy dispares, resultando por tanto fundamental su correcta definición. En este sentido, encontramos técnicas no destructivas que resultan de gran utilidad para reducir considerablemente las diferencias entre el comportamiento estructural del modelo numérico y el real de la estructura, tanto estáticas como dinámicas. Entre estas técnicas, la fotogrametría y las pruebas de vibración ambiental aparecen como técnicas de gran utilidad para definir fielmente la geometría del objeto de estudio y

---

<sup>1</sup> Dep. of Building Structures and Geotechnical Engineering. University of Seville (SPAIN). [ppachon@us.es](mailto:ppachon@us.es).  
(Corresponding author)

<sup>2</sup> Dep. of Building Structures and Geotechnical Engineering University of Seville (SPAIN). [compan@us.es](mailto:compan@us.es).

<sup>3</sup> Dep. of Continuum Mechanics and Structural Analysis. University of Seville (SPAIN). [espe@us.es](mailto:espe@us.es).

<sup>4</sup> Dep. of Building Structures and Geotechnical Engineering. University of Seville (SPAIN). [iffjimenez@us.es](mailto:iffjimenez@us.es).

<sup>5</sup> Dep. of Architectural Graphic Expression. University of Seville (SPAIN). [fspp@us.es](mailto:fspp@us.es)

caracterizar dinámicamente el mismo, respectivamente. A partir de las propiedades dinámicas de un objeto, los valores característicos de los elementos que definen el modelo numérico del mismo pueden ser actualizados de forma que el comportamiento dinámico de ambos sea similar. De esta forma, una vez que los parámetros modales de la construcción histórica han sido identificados experimentalmente, los errores existentes en el modelo de elementos finitos de la estructura pueden ser corregidos.

En el presente estudio se presenta el uso de técnicas fotogramétricas y pruebas de vibración ambiental sobre la capilla de la Jura, situada en la Iglesia de San Juan de los Caballeros (Fig. 1). Se llevará a cabo un recorrido por el objeto de estudio, tanto por los aspectos históricos más importantes como por su configuración arquitectónica. Posteriormente nos centraremos en el uso de la técnica fotogramétrica para el levantamiento geométrico del modelo, para continuar con la caracterización dinámica de la capilla a través de pruebas de vibración ambiental. Se presentará de igual forma el tratamiento de dichos datos mediante la técnica de Análisis Modal Operacional. Finalmente se discutirán los resultados obtenidos y se presentarán las principales conclusiones a los que dichos resultados nos han conducido.

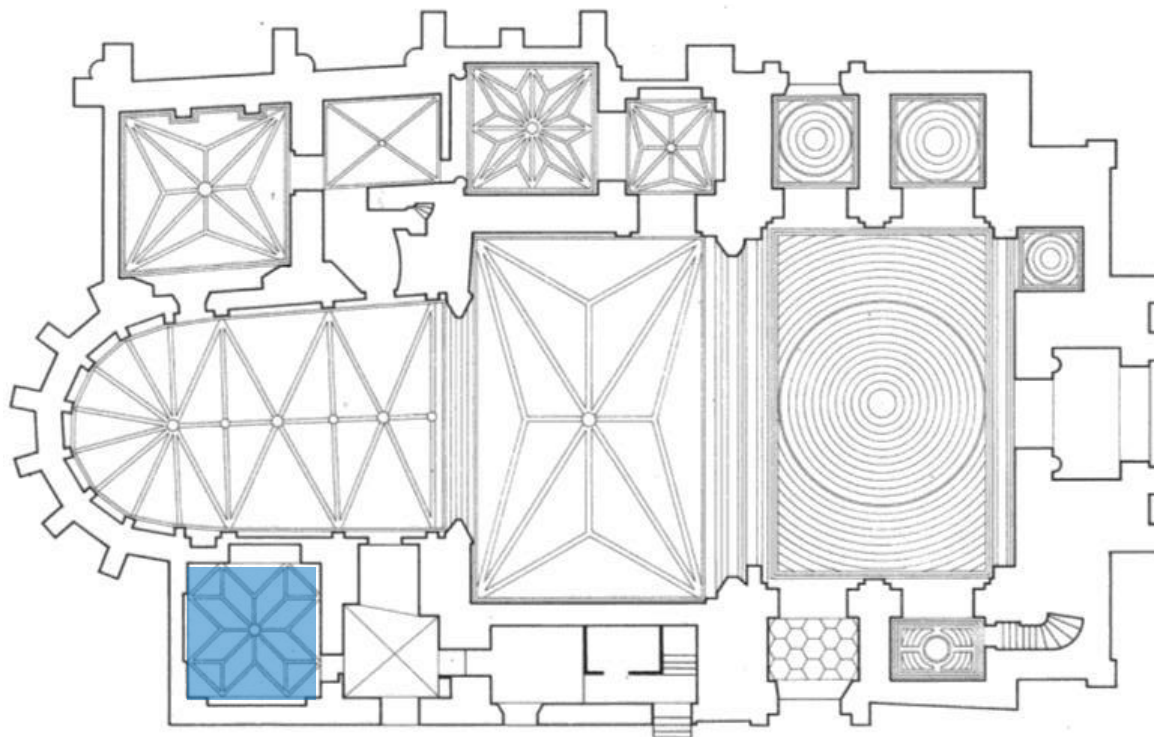


**Figura 1.** Vista exterior de la Iglesia de San Juan de los Caballeros.



## 2. OBJETO DE ESTUDIO: CAPILLA DE LA JURA

La capilla de la Jura, que data del siglo XVI, se encuentra en la iglesia de San Juan de los Caballeros, una de las seis iglesias históricas creadas por el rey Alfonso X el Sabio sobre las antiguas mezquitas en Jerez de la Frontera (Cádiz, España). La capilla se sitúa en el lado del Evangelio del gran ábside, frente por frente a la Capilla Carrizosa (Fig. 2).



**Figura 2.** Situación de la Capilla de la Jura.

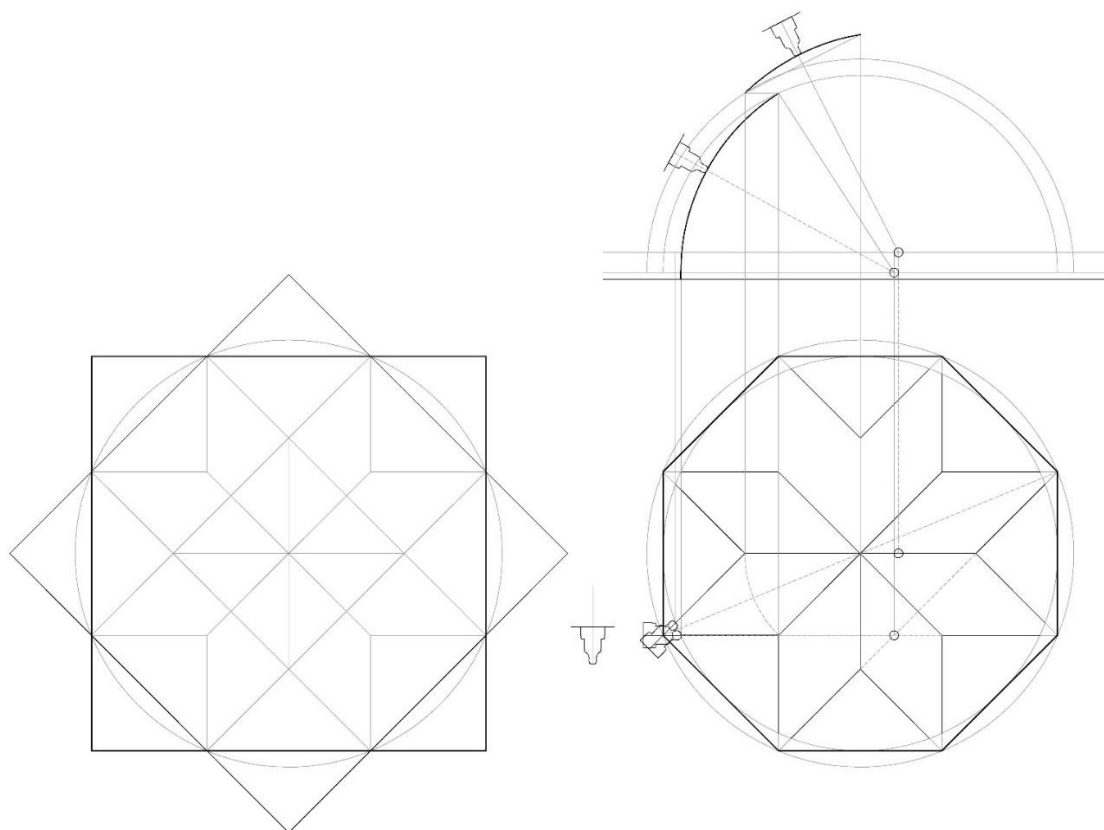
El recinto posee planta cuadrada, se levanta en cantería y se cubre con una bóveda estrellada cuyos plementos son de ladrillo (Fig. 3). Los nervios descansan sobre columnillas suspendidas con capiteles fitomorfos. El perfil de los nervios consiste en varias molduras que terminan en un baquetón de remate plano. Por otro lado, sus muros están levantados a partir de un aparejo pétreo, que se remata con un perfil de ladrillo (Fig. 3).



**Figura 3.** Vista interior y exterior de la capilla de la Jura.



Con el fin de analizar el estado de conservación de la bóveda se llevó a cabo un estudio geométrico de la misma (Fig.4). Sin embargo, una vez llevado a cabo dicho levantamiento geométrico observamos la necesidad de recurrir a técnicas fotogramétricas para reflejar fielmente la geometría actual de la bóveda, la cual no se ha podido ser reflejada mediante un levantamiento teórico. Dicha imposibilidad es tal debido a los desplazamientos, grietas y desplomes que han sufrido algunos de los elementos constituyentes del conjunto. Dichas lesiones pueden ser fácilmente observadas en la figura 5.



**Figura 4.** Estudio geométrico de la bóveda.



**Figura 5.** Grietas y desplazamientos en los nervios.

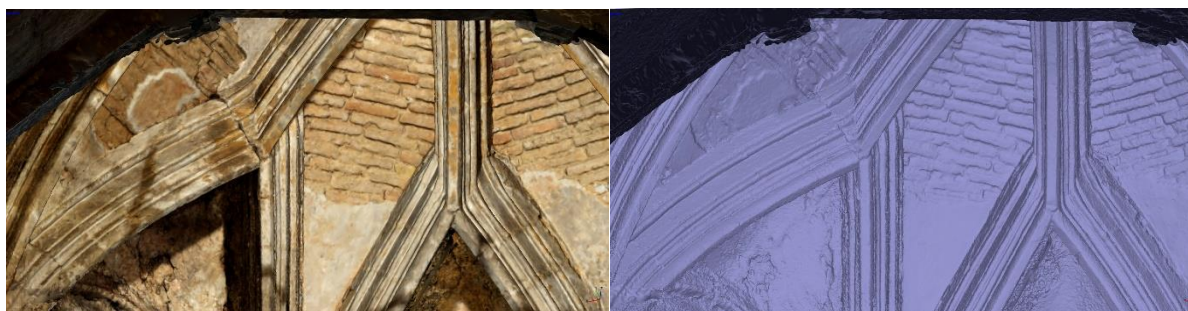
### 3. FOTOGRAMETRÍA

El uso de la técnica fotogramétrica se presenta en el objeto de estudio como una herramienta fundamental para poder llevar a cabo el levantamiento geométrico del mismo, debido a la imposibilidad de llevar a cabo dicho levantamiento de forma teórica por los motivos expuestos en el apartado anterior. En nuestro caso de estudio para llevar a cabo la técnica fotogramétrica se ha utilizado el software PhotoScan [3] (Fig. 6).



**Figura 6.** Levantamiento fotogramétrico del trasdós de la bóveda.

PhotoScan es un software diseñado para procesar imágenes digitales y, mediante la combinación de técnicas de fotogrametría digital y visión por computador, generar una reconstrucción 3D del entorno, todo ello con un error máximo de 2 píxeles. Funciona generando nubes de puntos editables a partir de múltiples imágenes, utilizando siempre sistemas de referencia cartográficos estándar (Fig. 7). En nuestro caso de estudio, dichas nubes de puntos fueron tratadas con el módulo *Quik Surface Recostrution* del software Catia V5 [4], con el fin de obtener las superficies resultantes (Fig. 7). Posteriormente, a través de una estación total fueron definidos solo tres puntos que nos sirvieron de base para situar y escalar el modelo.



**Figura 7.** Levantamiento fotogramétrico del intradós y posterior tratamiento en CATIA V5.

Son numerosas las ventajas que ha presentado la utilización de esta técnica en nuestro caso de estudio. Entre ellas, su bajo coste económico comparándolo con el coste que supone hacer un escaneado tridimensional, el hecho de simplificar el levantamiento topográfico permitiendo la medición rápida de entornos complejos cuando dispone de un buen punto de vista, minimizar los tiempos de medición y reducir los riesgos laborales. Por último, señalar la ventaja que supone el modelar fielmente la geometría actual del conjunto, puesto que a la hora de actualizar el modelo numérico los parámetros de actualización no tendrán que absorber los errores provocados por una inexacta definición geométrica. Por otro lado, también señalamos algunos de los inconvenientes detectados. Entre ellos destacan la necesidad de utilizar dianas para barridos en diferentes días y el elevado coste computacional en lo relativo al tamaño del archivo generado, compuesto por millones de puntos para poder así conseguir un alto nivel de precisión local.

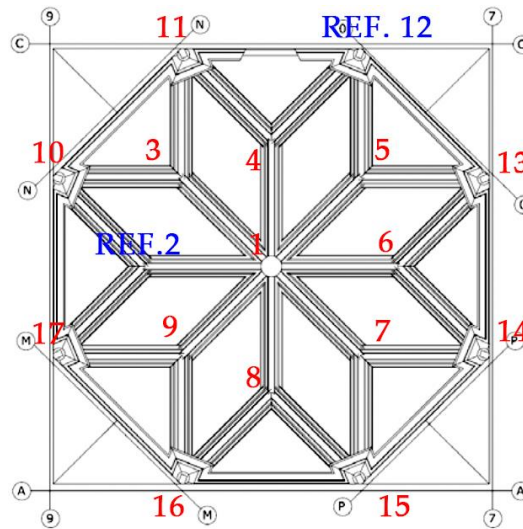
#### **4. ANALISIS MODAL OPERACIONAL**

Las pruebas de vibración ambiental están consolidadas desde hace años como uno de los principales métodos experimentales para evaluar el comportamiento dinámico de estructuras a gran escala. La excitación artificial de grandes estructuras conlleva una gran complejidad, lo que hace recurrir al análisis modal operacional (OMA) para la identificación modal de las propiedades dinámicas de la estructura [5, 6]. En los últimos años son numerosas las aplicaciones de las pruebas de vibración ambiental que podemos encontrar asociadas al mundo de la arquitectura. Los buenos resultados obtenidos de estas aplicaciones, el bajo coste económico que supone hacer este tipo de pruebas y la no interrupción del normal funcionamiento del edificio mientras las pruebas son realizadas, son algunos de los motivos que han hecho que éstas sean muy populares en los últimos años. Sin embargo, en el caso concreto de construcciones históricas de fábrica, donde el uso de técnicas no destructivas es un factor fundamental, los casos de aplicación de OMA son menos numerosos debido a dificultades añadidas [7, 8]. Aun menos extendida es la aplicación de la técnica OMA sobre elementos concretos.

A continuación, se presenta brevemente la aplicación del análisis modal operacional como técnica para identificar experimentalmente las propiedades dinámicas de la cubierta de la capilla de la Jura. Son consideradas tanto la fase de toma de datos como la fase de tratamiento de los mismos.

La aplicación del Análisis Modal Operacional requiere de la generación de un modelo de elementos finitos previo. La utilidad del mismo es la identificación de los primeros modos de vibración y, dentro de los mismos, los puntos con mayor desplazamiento modal. De esta forma se decide la posición de los acelerómetros en el ensayo in situ que se llevará a cabo posteriormente. Se modeló utilizando el modelo generado previamente a partir de la técnica fotogramétrica con un mallado constituido por elementos sólidos de 8 nodos. Como podemos ver en la figura 8, y tras realizar un primer cálculo modal de dicho modelo, en los puntos con mayor desplazamiento modal se situaron los dos acelerómetros de referencia. El resto de los acelerómetros se fueron moviendo a lo largo de los 15 puntos restantes situándose en las tres direcciones principales, de forma que fue necesario realizar 11 medidas de 10 minutos cada una de ellas.





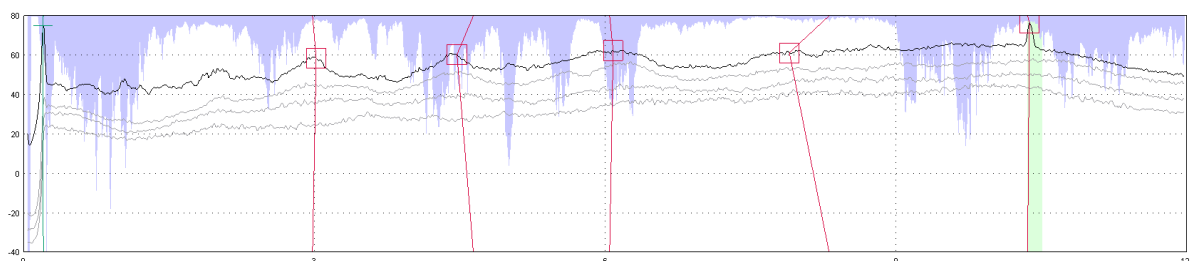
**Figura 8.** Puntos de medida. Acelerómetros de referencia en los puntos 2 y 12.

Para llevar a cabo la toma de datos se utilizó un equipo compuesto por ocho acelerómetros uniaxiales de fuerza balanceada Episensor de la casa comercial KINEMATRICS, con ancho de banda de 0-200 Hz, y una central de adquisición de datos tipo GRANITE de la misma marca (Fig. 9).



**Figura 9.** Equipo de medida.

Tras llevar a cabo la campaña experimental se procedió al tratamiento de los datos. Para ello se utilizó el software [9] (Fig. 10), el cual tiene implementado los dos métodos de identificación modal utilizados: el método de Descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia (EFFD) y el método de Identificación en el Subespacio Estocástico (SSI).



**Figura 10.** Espectro de respuesta. Identificación de los parámetros modales mediante el método EFDD.

Con ambos métodos se identificaron seis modos de vibración en un rango de frecuencias de 0 a 12 Hz. La similitud de los valores de las frecuencias obtenidos por ambos métodos, así como la proximidad del parámetro MAC a 1, avalan la veracidad de los datos obtenidos (tabla 1). El valor MAC (Modal Assurance Criterion) compara de forma cuantitativa todas las combinaciones posibles de pares de formas modales.

**Tabla 1.** Resultados Experimentales

Modo	Frecuencia Natural			MAC
	EFDD [Hz]	SSI [Hz]	Error [%]	
<b>1</b>	0.198	0.201	1.49	0.88
<b>2</b>	2.977	2.995	0.66	0.98
<b>3</b>	4.598	4.417	3.93	0.91
<b>4</b>	6.007	6.001	0.10	0.89
<b>5</b>	8.029	7.828	2.50	0.85
<b>6</b>	10.38	10.38	0.00	0.98

## 5. CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha llevado a cabo la aplicación de la técnica fotogramétrica y de pruebas de vibración ambiental sobre la capilla de la Jura, en Jerez de la Frontera. El objetivo marcado fue caracterizar tanto geométricamente como dinámicamente el objeto de estudio, para en fases posteriores poder actualizar nuestro modelo de elementos finitos y así analizar numéricamente el comportamiento estructural del conjunto.

Por un lado, el uso de la técnica fotogramétrica nos lleva a concluir la idoneidad de utilizar dicha técnica sobre este tipo de construcciones donde parece evidente que un levantamiento teórico no proporciona un modelo fiel del objeto. Como ya se ha expuesto, son numerosas las ventajas que ha presentado la aplicación de dicha técnica, destacando el bajo coste tanto económico como temporal.

Por otro lado, una vez realizada la campaña experimental y el tratamiento de los datos, seis modos de vibración fueron identificados en un rango de frecuencia de 0 a 12 Hz. Los porcentajes de diferencia entre los dos métodos de identificación modal utilizados (EFDD y SSI) siempre fueron menores al 4%, y el valor MAC de comparación entre ellos superior a 0,8, lo cual nos asegura la existencia de los mismos. Todo ello nos lleva a concluir la eficacia que presenta el Análisis Modal Operacional como técnica para identificar experimentalmente propiedades dinámicas en elementos concretos, es decir, con un carácter local.

Como futuro trabajo, en la actualidad se están utilizando las propiedades dinámicas identificadas para actualizar el modelo tridimensional de elementos finitos, generado con la técnica fotogramétrica. De esta forma se minimiza en gran medida el nivel de incertidumbre inicial que existe tanto en la geometría como en las propiedades mecánicas reales de los materiales constituyentes. Una vez el modelo este actualizado se podrá hacer un análisis estructural exhaustivo de la capilla de la Jura.

## AGRADECIMIENTOS

Agradecer al proyecto de excelencia de la junta de Andalucía P12-TEP-2068, "Tratamiento y Recuperación del Patrimonio Edificado. La Inyección como Método de Consolidación de Estructuras de Fábrica", el apoyo proporcionado para realizar el presente estudio.

## REFERENCIAS

- [1] Atamturktur, S. & Laman, J. (2012). Finite Element Model Correlation and Calibration of Historic Masonry Monuments. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 21(2), 96-113.
- [2] Ramos, A.P. & Prieto, G.R. (2015). 3D virtualization by close range photogrammetry indoor gothic church apses. *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences - ISPRS Archives*, 40 (5W4), 201-206.
- [3] Agisoft PhotoScan. <<http://www.agisoft.com/>>; 2015.
- [4] Dassault Systemes, CATIA V5. <<http://www.3ds.com/productos/catia-v5>> ; 2013.
- [5] Ramos, L. (2007). *Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures (PhD Thesis)*. University of Minho.
- [6] Rodrigues, J. (2004). *Identificação Modal Estocástica, Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil (PhD Thesis)*. University of Porto.
- [7] Ramos, L. F., Aguilar, R., Lourenço, P., Moreira, S. (2012). *Dynamic Structural Health Monitoring of Saint Torcato Church. Portugal. Mechanical Systems and Signal Processing*.
- [8] Gentile, C., Saisi, A. (2004). *Dynamic-based F.E. Model Updating to Evaluate Damage in Masonry Towers, Proceedings of the 4th International Seminar on Structural analysis of Historical Constructions. Padova, Italy*.
- [9] SVS. ARTEMIS Extractor 2010 release 5.0. <<http://www.svibs.com>>; 2010.





## ***ANEJO D***

***Investigation of restoration effects on the dynamic characteristics of a masonry vault. San Juan de los Caballeros (Jerez de la Frontera, Spain).***



# Investigación de los efectos de una rehabilitación sobre las características dinámicas de una cúpula histórica. San Juan de los Caballeros (Jerez de la Frontera, España).

*Investigation of restoration effects on the dynamic characteristics of a masonry vault. San Juan de los Caballeros (Jerez de la Frontera, Spain).*

V. Compán<sup>\*1</sup>, P. Pachon<sup>\*2</sup>, M. Cámara<sup>\*3</sup> & F. Pinto<sup>\*4</sup>

<sup>\*1</sup> Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno. Universidad de Sevilla. [compan@us.es](mailto:compan@us.es)

<sup>\*2</sup> Departamento de Estructuras de Edif. e Ing. del Terreno. Universidad de Sevilla. [ppachon@us.es](mailto:ppachon@us.es) (persona de contacto)

<sup>\*3</sup> Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno. Universidad de Sevilla. [mcamara@us.es](mailto:mcamara@us.es)

<sup>\*4</sup> Departamento de Expresión Gráfica Arquitectónica. Universidad de Sevilla. [fspp@us.es](mailto:fspp@us.es)

## RESUMEN

El presente artículo examina las características dinámicas de la cúpula de la Capilla de la Jura, edificio histórico del siglo XVI situado en la iglesia de San Juan de los Caballeros (Jerez de la Frontera, España). En 2015, tras la identificación de daños estructurales en la cúpula, se puso en marcha una intervención estructural para recuperar su aspecto original. Se llevaron a cabo pruebas de vibración ambiental antes y después de las obras con el fin de evaluarlos y estudiar los cambios en el comportamiento dinámico del objeto de estudio. Tras llevar a cabo dicha intervención en la cúpula se identificaron cambios, tanto en los valores de las frecuencias naturales relativas a los cinco primeros modos de vibración, como en sus correspondientes coeficientes de amortiguamiento modal. Una breve descripción de la capilla y las obras, la metodología seguida para evaluar dichas obras y los resultados obtenidos son los principales objetivos de este artículo.

**Palabras Claves:** Estructuras históricas, cúpula de mampostería, análisis modal operacional, pruebas de vibración ambiental, características dinámicas.

## SUMMARY

*This paper examines the dynamic characteristics of the dome of the Jura chapel, a heritage building which dates from the sixteenth century and is located in the church of San Juan de los Caballeros (Jerez de la Frontera, Spain). In 2015, following the identification of structural damages in the chapel dome, a structural intervention was launched to recover its original appearance. Ambient vibration tests were carried out before and after the works in order to evaluate them and study the changes in the dynamic behaviour of the object. After repairing the dome, we observed that the first five natural frequency values had increased and the damping ratios had changed. A brief description of the chapel and the works to repair it, the methodology followed to evaluate these works and the results obtained are the main goals of this paper.*

**Keywords:** Historical structures, masonry vault, operational modal analysis, ambient vibration tests, dynamic characteristics.

## 1. INTRODUCTION

It is a fact that nowadays modern societies are greatly interested in preserving architectural heritage, the most important link between different generations. In order to protect it, this heritage has to be maintained and if necessary repaired, which means that various technical works are often required. However, these restoration projects are sometimes ineffective and fail to produce the anticipated improvements on the structures. Consequently, the effects of restorations on the structural behaviour of historical masonry structures need to be evaluated. Although the visual changes are usually evident, it is extremely difficult to identify changes in the structural behaviour without carrying out experimental interventions using non-destructive techniques.

Operational Modal Analysis (OMA) is a useful tool for identifying the modal parameters of a historical structure under ambient vibration (1). This non-destructive technique does not create any negative effect on the measured structures and can be performed for operational conditions. These facts, together with its low economic cost, make this an ideal method for assessing the changes in the dynamic structural behaviour of historical buildings caused by restoration. By comparing the modal parameters obtained at different stages of the works, the structural effect of the works can be evaluated. This is possible because alterations of geometrical dimensions, boundary conditions, mass and mechanical properties of materials, or the simultaneous occurrence of all these phenomena during the works, affect the dynamic behaviour of the structures. The assumption that damage can be linked to reduced stiffness seems reasonable for these types of structures. In the last decade, there have been many cases of ambient vibration tests in historical buildings (2, 3, 4, 5). However, the applications of OMA for evaluating structural interventions in pre-restored and restored historical buildings are more limited (6, 7, 8).

This paper examines the dynamic characteristics of the dome of the Jura Chapel (Jerez de la Frontera, Spain) (Figure 1). The chapel is a heritage building dating from the sixteenth century and is located in the church of San Juan de los Caballeros, one of the six historic churches created by King Alfonso X in Cádiz. Recently, an intervention was carried out to recover the chapel's original appearance. The intervention focused on repairing the cracks that explain the chapel's evolution over time, clearly associated with the church of San Juan, whose status is as fragile as the chapel. Although the building showed an acceptable structural stability, it seemed expedient to conduct specific reinforcements to ensure its adequate conservation.



**Figure 1.** Jura chapel in the church of San Juan de los Caballeros.

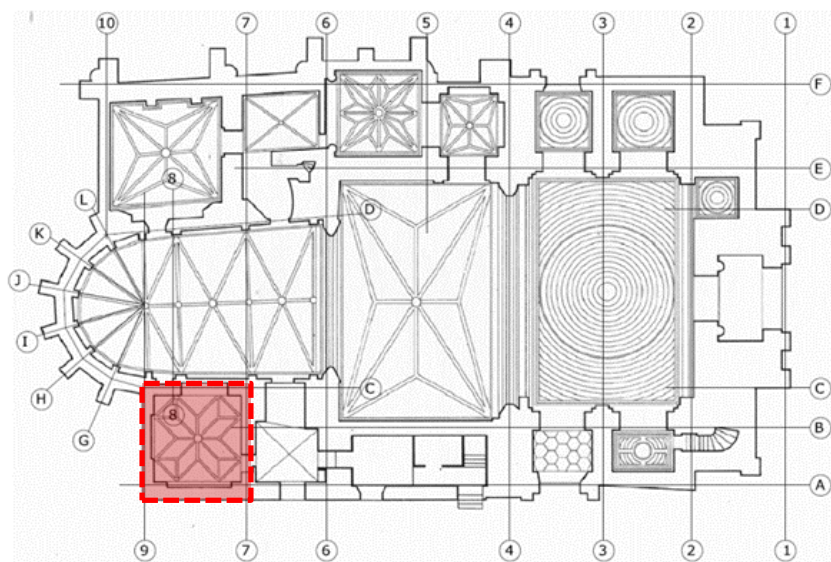
The main purpose of this study is to evaluate the structural effects of the intervention through the estimation of the dynamic parameters of the structure by using ambient vibration tests. We will also provide a brief description of the chapel and the works to repair it, the methodology followed to evaluate these works, and the results obtained.

The paper is organised as follows: Section 2 summarises the main characteristics of the Jura chapel together with a historical overview and a brief description of the structural intervention. Section 3 presents the evaluation of the intervention, mainly based on ambient vibration tests. Section 4 discusses the results presented in the previous section. Finally, Section 5 presents the conclusions drawn.

## 2. JURA CHAPEL

### 2.1 Historical aspects

The Jura chapel adjoins the apse of the church of San Juan de los Caballeros in Jerez de la Frontera. It was built in 1404, as confirmed by a description in the foundational records (9). From 1404 until 1890 the chapel operated as such, opening on to the church chancel. During the course of this period it suffered the consequences of the remodels carried out in the rest of the church, such as the construction in 1504 of the first vaulted section of the nave with tiercerons, one of whose spurs springs from the chapel (Figure 2).



**Figure 2.** Plan of the current state of the church of San Juan de los Caballeros. Jerez de la Frontera.

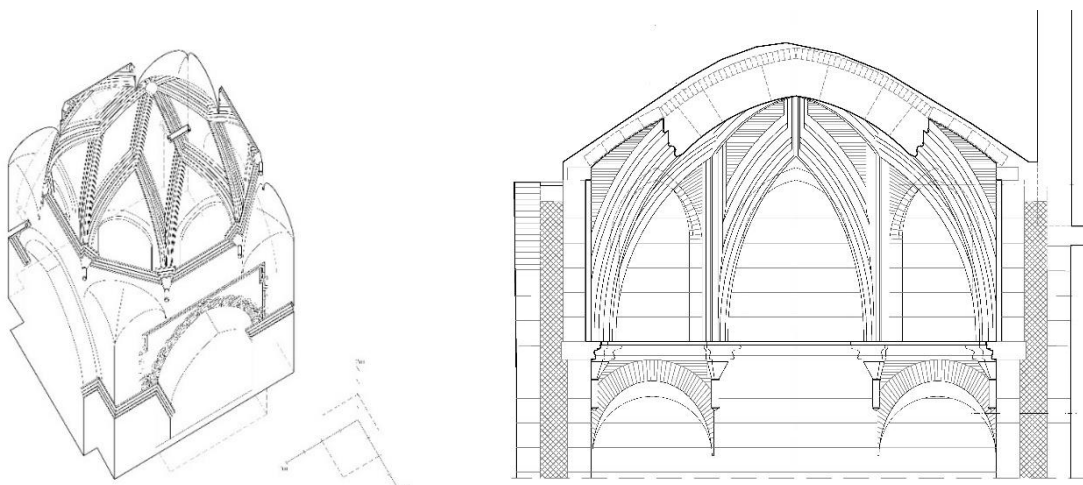
The most recent interventions were carried out during the remodel that took place in the nineteenth century, between 1890 and 1895, in an attempt to remedy the building's serious structural problems. The chapel walls and foundations were reinforced, and the chancel arch was closed. However, the works were never fully completed due to lack of funding, and since then the chapel has been neglected, eventually becoming just another room in the parish priest's house (10). In 2006, during the restoration of the aforementioned parish house, a series of cracks were identified in the side walls of the chapel (A-7-9 and 9-A-C), as well as a misalignment in the voussoirs of the vault ribs closest to the apse wall.

### 2.2. Current architectural configuration

The Jura chapel's external appearance adopts the form of a prism-shaped volume practically devoid of ornamentation. Projecting from this volume is the extrados of the chapel dome. With a height of 8.74 m and a width of 6.85 m, the prism is lower than both the chancel and the adjacent parish house.

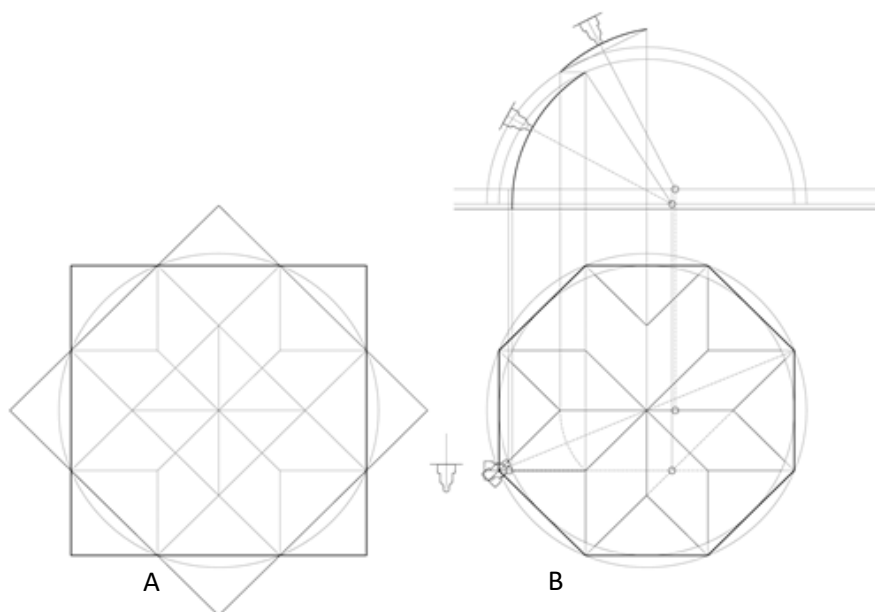


From the building point of view, the chapel is comprised of wall 9-A-C, abutted to spur 9-C of the apse, wall 7-A-C abutted to spur 7-C of the apse, wall A-7-9 which backs on to the street, the vault, and the basement delimited by A-7-9-C (Figure 2). The abutments to the apse spurs are resolved by means of intersecting ashlar stones in the fashion of keys or ties between bonds. The same technique was used for the walls and spurs: two panels of external masonry filled with stone rubble, pieces of ceramic material and a sand-and-lime mortar. With regard to the foundations, these display great continuity with the walls to a depth of 0.60 m in relation to the floor. Having resolved the joints with the apse and built the foundations, the chapel displays the appearance of a walled box with a square base. The interior space extends laterally via three pointed arches embedded in the walls, reducing their thickness to 36 cm. It is covered by an octagonal stellar vault with stone ribs 45 cm high and brick webs 12 cm thick placed over the ribs, forming a unified hemispherical shell. This vault is differentiated from the wall by a continuous stone cornice whose only interruption is the small window that illuminates the chapel. The transition from the square-plan floor to the octagonal vault is achieved by four robust brick squinches (Figure 3).



**Figure 3.** Military perspective of the lower part and cross section of the chapel.

The geometric analysis of the vault based on the photogrammetry conducted displays a very simple design. In fact, it only takes a few geometric lines to obtain all the radii that were necessary to build the ribs.



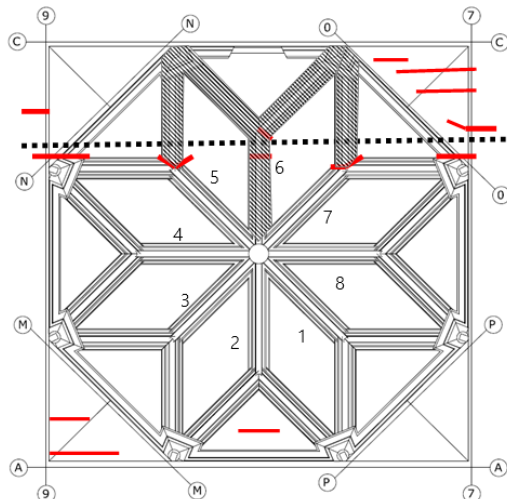
**Figure 4.** (A) Base drawing of the vault; (B) Arches obtained from the octagonal plan and star definition.

As shown in Figure 4, the centres are practically situated over the line of the cornice. The profile of each voussoir is based on the plan of the rib that defines each arch, itself defined by the aforementioned centres. Meanwhile, the arches spring from a tas-de-charge resulting from the convergence in each course of the two plans of the arches which initiate the vault in each corner, to a height of three courses. Beyond this height, each rib rises independently until it meets the other at a right angle, producing a curious point of union resolved without a special piece or keystone. This solution meant that the highest voussoir in the arch could not have any lateral moulding in order to accommodate a sand-and-lime mortar intended to simulate the continuity between the three arches that meet. This mortar was also used to cover the misalignment between the ribs and the web. It was the collapse of the mortar in one of the voussoirs due to the movement of the vault that exposed this unusual solution (Figure 5).



**Figure 5.** Joint between ribs and voussoir devoid of ornamentation.

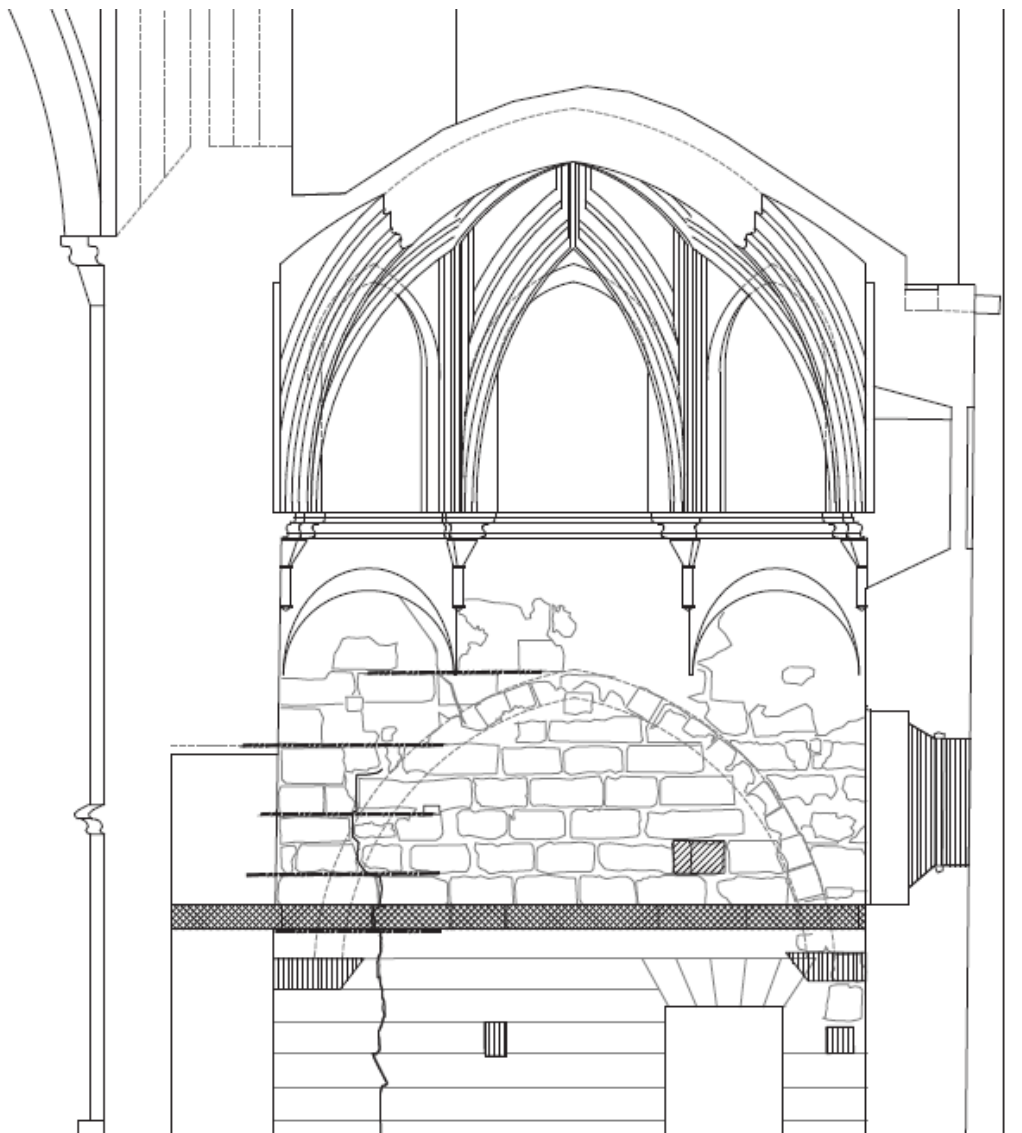
The aforementioned building solution displaces the line of thrust to the upper part of the rib, thus decompressing the intrados. This fact is crucial for explaining the collapse of the apse towards the chapel, which can be clearly observed in wall C-7-9, with a total of 80 mm between the base and the lower part of the cornice. This collapse must have been the main cause of the pathologies identified. Figure 6 shows the plane on which the fissures in the ribs coincide with the aforementioned two cracks in side walls 7-A-C and 9-A-C. The movement of the entire vault towards the exterior wall (wall A) caused the separation at the points indicated in red, until a new state of equilibrium was found. The arches of the ribs remained intact except for at the points indicated, separating from the brick web in the lower areas and sinking in the upper part, accompanying the movement of the top arches.



**Figure 6.** Plan of the chapel vault. The shaded area indicates the ribs affected by the movements, the red lines indicate the cracks mapped, and the dotted line illustrates the relationship between the cracks in the vault and the side walls.

### 2.3 Description of the structural intervention

Having verified the stability of the lesions described above, the intervention focused on consolidating the structural unity of the building using minimally invasive techniques. The first step was to clean the walls and the vault webs, which made it easier to identify the cracks and fissures. In the case of the walls, the cracks were sewn together using carbon fibre bars with an 8-mm diameter and varying in length between 100 and 150 cm (Figure 7), and the most deteriorated ashlar were replaced. These bars were placed along each of the cracks, at a depth of approximately 15 cm with respect to the exterior wall. In the case of the vault web, the joints between the bricks were cleaned and refilled with sand-and-lime mortar. This same procedure was repeated with the joints between the voussoirs in the vault. With regard to the vault, the only arches that were sewn to the web were the low ones corresponding to each joint, where the greatest displacement of the voussoirs had occurred. In this case, stainless steel bars with an 8-mm diameter were used to sew them.



**Figure 7.** Position of the bars sewn with carbon fibre bars. Wall 7-A-C.

### 3. CONTROL OF THE INTERVENTION

Control of the current intervention on the Jura chapel is being carried out mainly by means of ambient vibration tests.

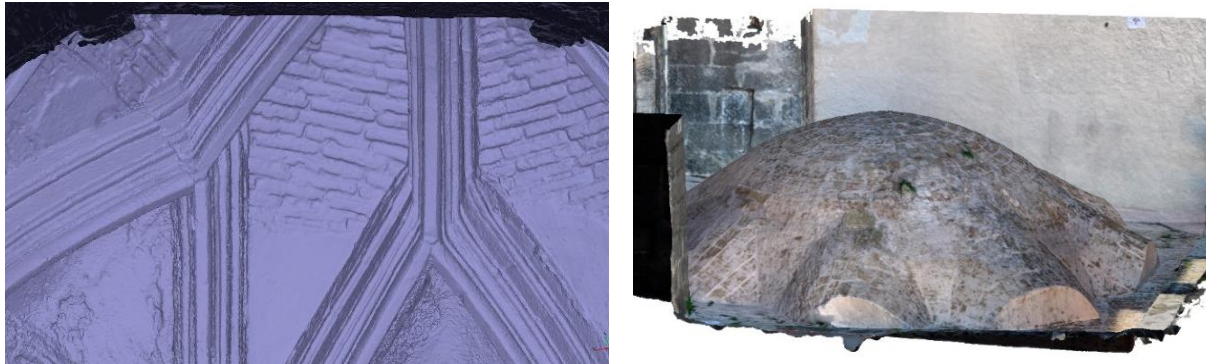
#### 3.1 Ambient vibration tests and modal identification

Ambient vibration tests were carried out in April and September 2015 with the aim of identifying the natural frequencies, mode shapes and damping ratios of the Jura chapel and their variation throughout the construction period. The control consisted in obtaining these modal parameters before and after the intervention works and then comparing them. Significant changes in these parameters would indicate an alteration in the structural stiffness of the buildings located above the theatre. It is well known that structural stiffness is directly related to natural frequencies:

$$f_n = \sqrt{\frac{K_n}{m}} \quad [1]$$

where  $f_n$  is the natural frequency;  $m$ , the mass and  $K_n$ , the structural stiffness. Since the mass of the building remains constant, the relationship between the natural frequencies and the structural stiffness is straightforward.

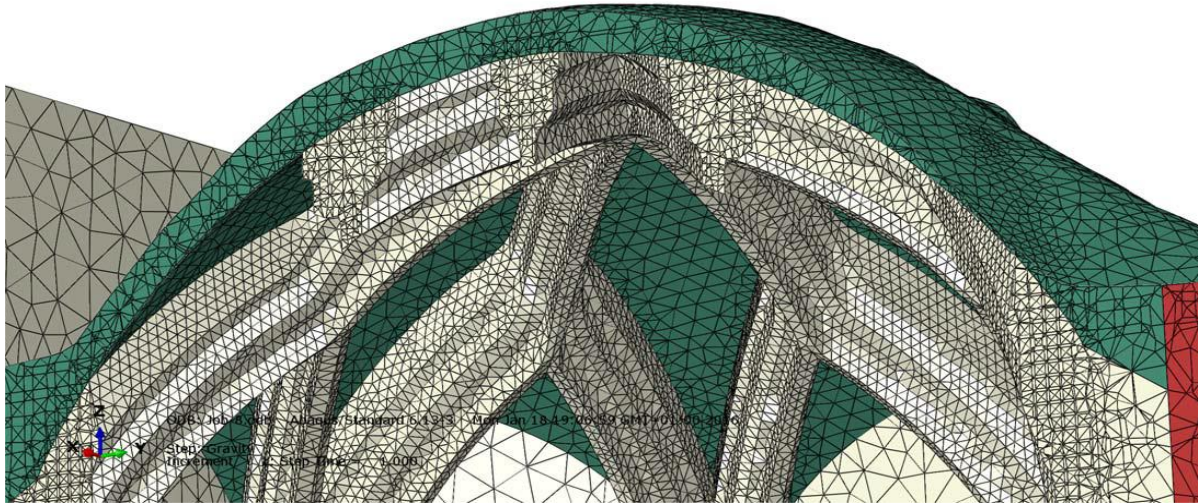
The application of the Operational Modal Analysis requires the creation of an initial model in order to gain an estimation of the natural frequencies and check the position of the accelerometers (1). Due to the complexity of the shape, the photogrammetric technique (11, 12) was used to obtain an accurate geometric model of the Jura chapel (Figure 8). This technique is extremely useful for defining this kind of structure where the geometric conditions have undergone important changes with respect to the theoretical initial state. Thus, all deformations can be considered in our finite element model.



**Figure 8.** Geometric model using the photogrammetric technique.

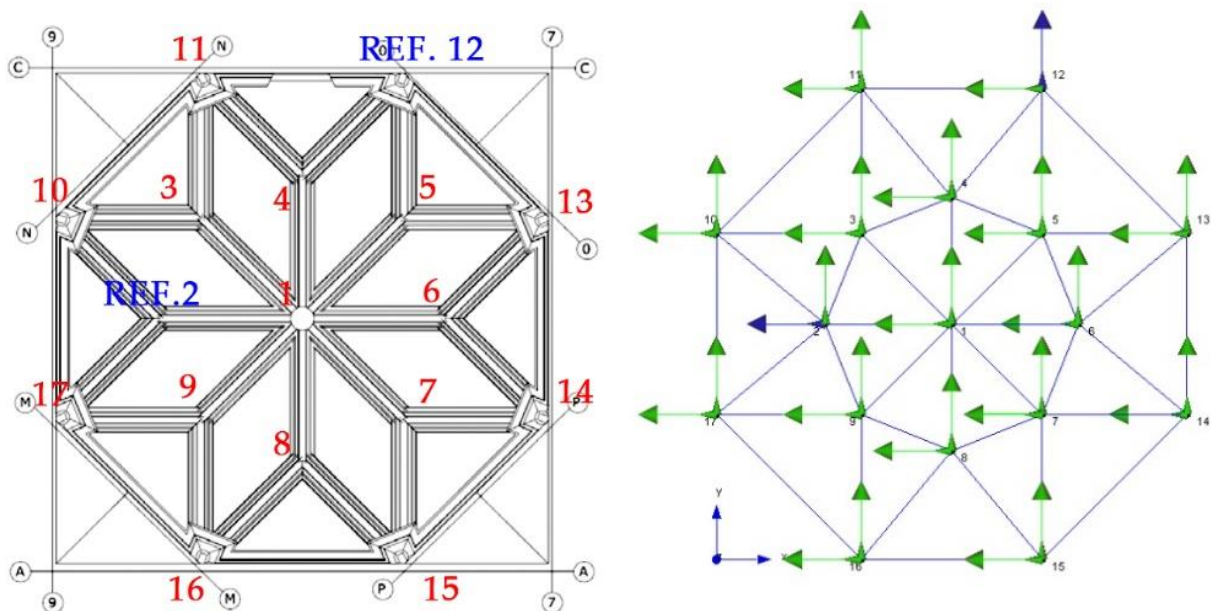
By using this geometric data, the FE model was built with the Abaqus/CAE 6.13 software (13). This mainly comprises three components: structural stone ribs, masonry and infill. All of them were modelled with solid elements. The final model has 894807 elements, 177617 nodes and 532851 degrees of freedom (Fig. 9). The material properties were estimated from related bibliography (14). Thus, the following assumptions were made: the density of the masonry, the stone, and the infill are 1800, 2200 and 2000 kg/m<sup>3</sup>, respectively; the corresponding Young's modulus are 1600, 1800 and 400 MPa, respectively; and a Poisson's ratio of 0.2 is adopted for all the components.





**Figure 9.** Finite element model.

As pointed out above, this initial finite element model has been used to locate the appropriate positions for the reference accelerometers and estimate the location with larger modal displacements. Figure 10 shows a schematic representation of the sensor layout. The total number of measuring points is 17. All measuring points were set in the three principal directions in order to capture the global vibration modes in the longitudinal, lateral and vertical direction of the dome. Since only six accelerometers were available for testing and two of them (placed at points 2-12) were held stationary for reference measurements, a series of nine set-ups in each stage were necessary to cover all measuring points. In each of the set-ups, the accelerations were recorded with a sampling rate of 100 Hz and a sampling time of 12 min. These assumptions ensured that frequencies from 1 to 50 Hz would be properly recorded.



**Figure 10.** Accelerometer locations and directions.

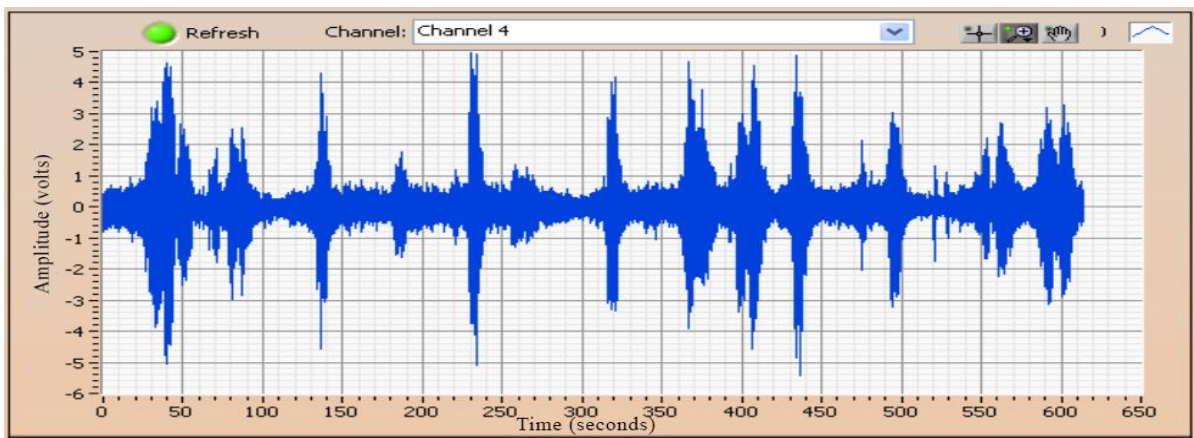
### 3.1.1 Experimental set-up

Two dynamic modal identification tests were performed: before the works started (4 April 2015) and after the works finished (16 September 2015). The equipment used for these tests was composed of six uniaxial force balance accelerometers, with a bandwidth ranging from 0.01 to 200 Hz, a dynamic range of 140 dB, a sensitivity of 10V/g and 0.35 kg of weight (model ES-U2), connected by eight 40-metre coaxial cables to a 12-channel data acquisition system with a 24-bit ADC, provided with anti-alias filters (model GRANITE, KINEMATRICS) (Figure 11).



**Figure 11.** Measurement equipment.

The same test planning was adopted in both cases by using the same parameters and measuring points. Similar temperature and humidity conditions were also considered. The excitation was always associated to environmental loads (Figure 12).

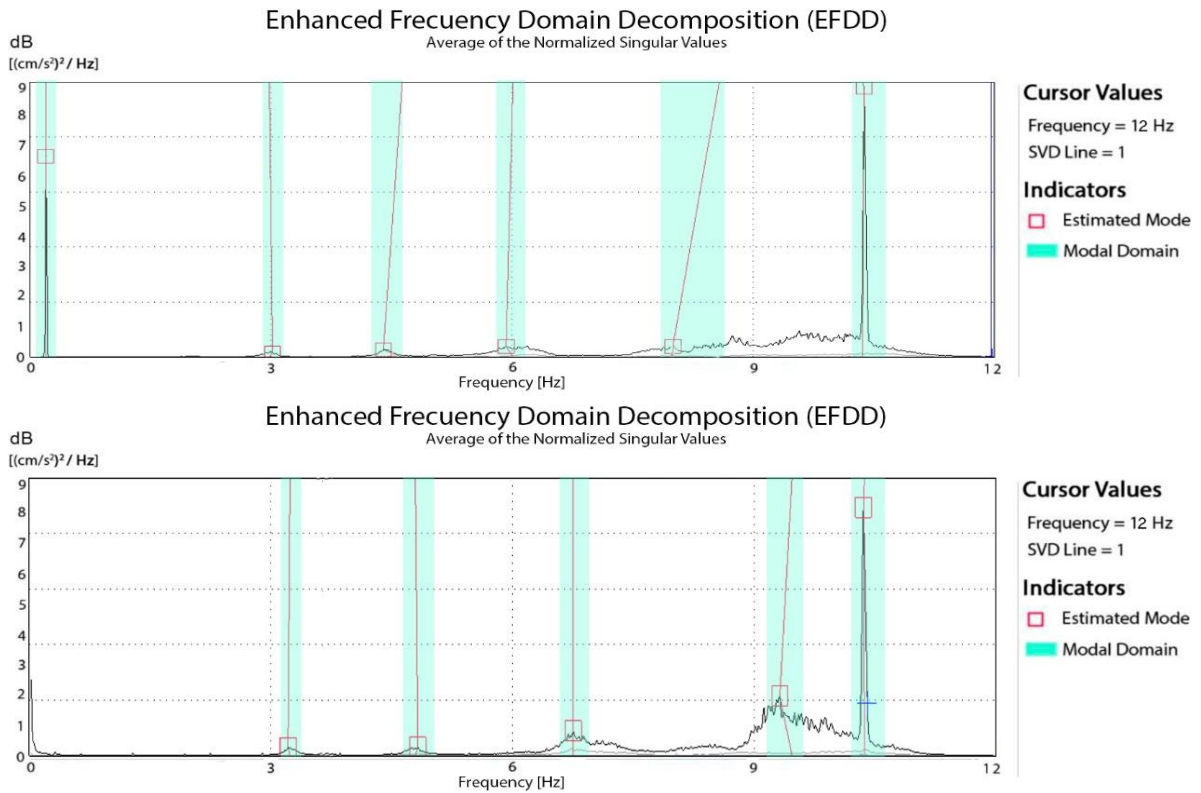


**Figure 12.** Time history response (example of level of ambient excitation – accelerometer 4, 3rd set-up).

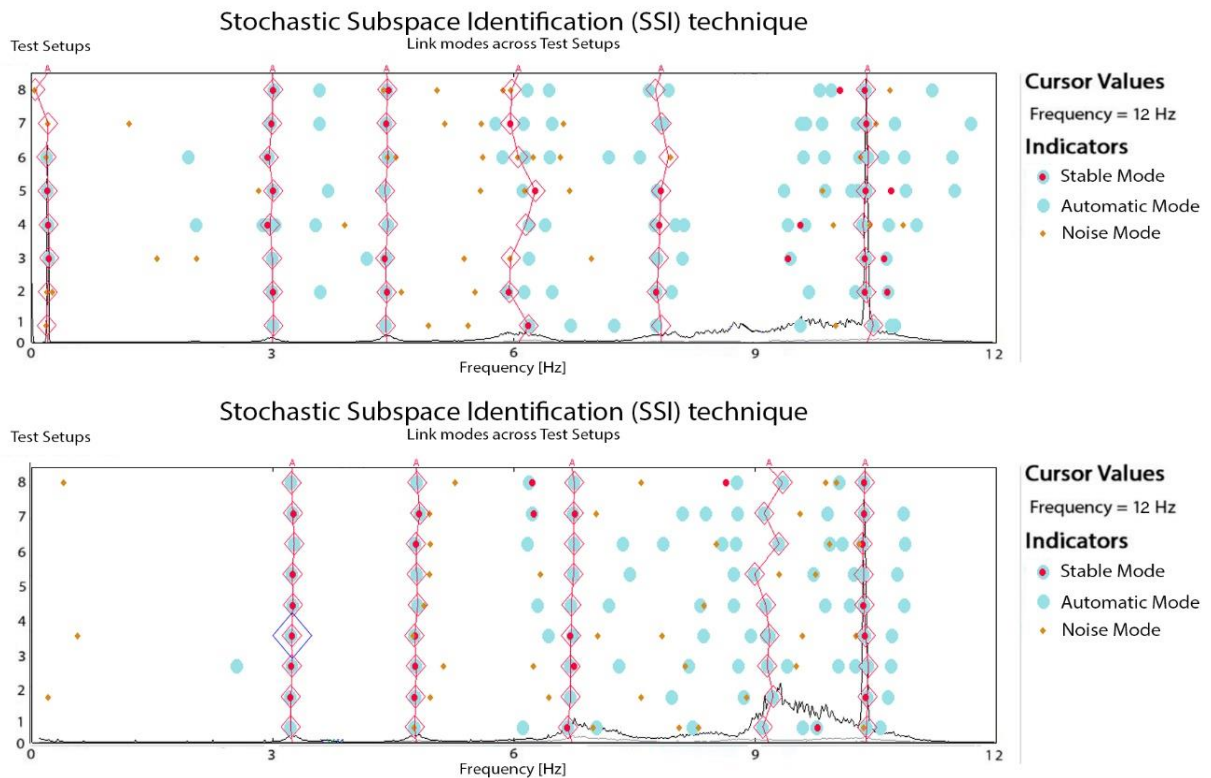
### 3.1.2 Data processing and operational modal analysis

The data obtained in situ was processed with the software ARTEMIS (15) using two different identification methods: the Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) technique (Figure 13) (16) and the Stochastic Subspace Identification (SSI) method (Figure 14) (17).





**Figure 13.** Ambient tests before and after works (EFDD).



**Figure 14.** Ambient tests before and after works (SSI).

In this way, the modal frequencies, the damping ratios and the mode shapes were obtained and then validated using the Modal Assurance Criterion (MAC) between the EFDD and SSI results. The MAC value is defined as follows:

$$MAC_{j,k} = \frac{(\varphi_j^T \cdot \varphi_k)^2}{(\varphi_j^T \cdot \varphi_j) \cdot (\varphi_k^T \cdot \varphi_k)} \quad [2]$$

where  $\varphi_j$  and  $\varphi_k$  are the two modes to be compared and T denotes the transpose. A good correlation between two modes is achieved when the M.A.C. ratio is greater than 0.85. The results of the data processing in each stage are shown in tables 1 and 2.

**Table 1.** Results of the experimental modal analysis tests before the works.

	EFDD		SSI		MAC
	f [Hz]	$\xi$ (%)	f [Hz]	$\xi$ (%)	
<b>Mode 1</b>	0.198	3.643	0.201 (1.49)	4.621	0.88
<b>Mode 2</b>	2.977	2.753	2.995 (0.66)	3.003	0.98
<b>Mode 3</b>	4.598	1.168	4.417 (3.93)	2.350	0.91
<b>Mode 4</b>	6.007	1.843	6.001 (0.10)	4.164	0.89
<b>Mode 5</b>	8.029	0.733	7.828 (2.50)	2.840	0.85
<b>Mode 6</b>	10.38	0.275	10.38 (0.00)	0.951	0.98

The percentage in brackets indicates the relative error taking as a reference the results of the EFDD method

**Table 2.** Results of the experimental modal analysis tests after the works.

	EFDD		SSI		MAC
	f [Hz]	$\xi$ (%)	f [Hz]	$\xi$ (%)	
<b>Mode 1</b>	-	-	-	-	-
<b>Mode 2</b>	3.238	2.030	3.240 (0.06)	3.336	0.99
<b>Mode 3</b>	4.776	0.960	4.772 (0.08)	2.588	0.87
<b>Mode 4</b>	7.205	0.772	7.240 (0.48)	4.823	0.85
<b>Mode 5</b>	9.010	1.794	8.967 (0.47)	3.822	0.81
<b>Mode 6</b>	10.38	0.127	10.38 (0.00)	0.409	0.99

The percentage in brackets indicates the relative error taking as a reference the results of the EFDD method

As shown in the tables above, the ambient vibration tests allowed us to accurately identify six and five modes respectively in a frequency range from 0 to 12 Hz. The frequencies were identified with relative errors lower than 4.0%, taking as a reference the results of both methods. With respect to the mode shapes, the MAC values were always higher than 0.80 for all collected data.

#### 4. ANALYSIS AND COMPARISON OF RESULTS

The variation between the two project stages of the natural frequencies associated with the different vibration modes were compared as a control measure (Table 3).

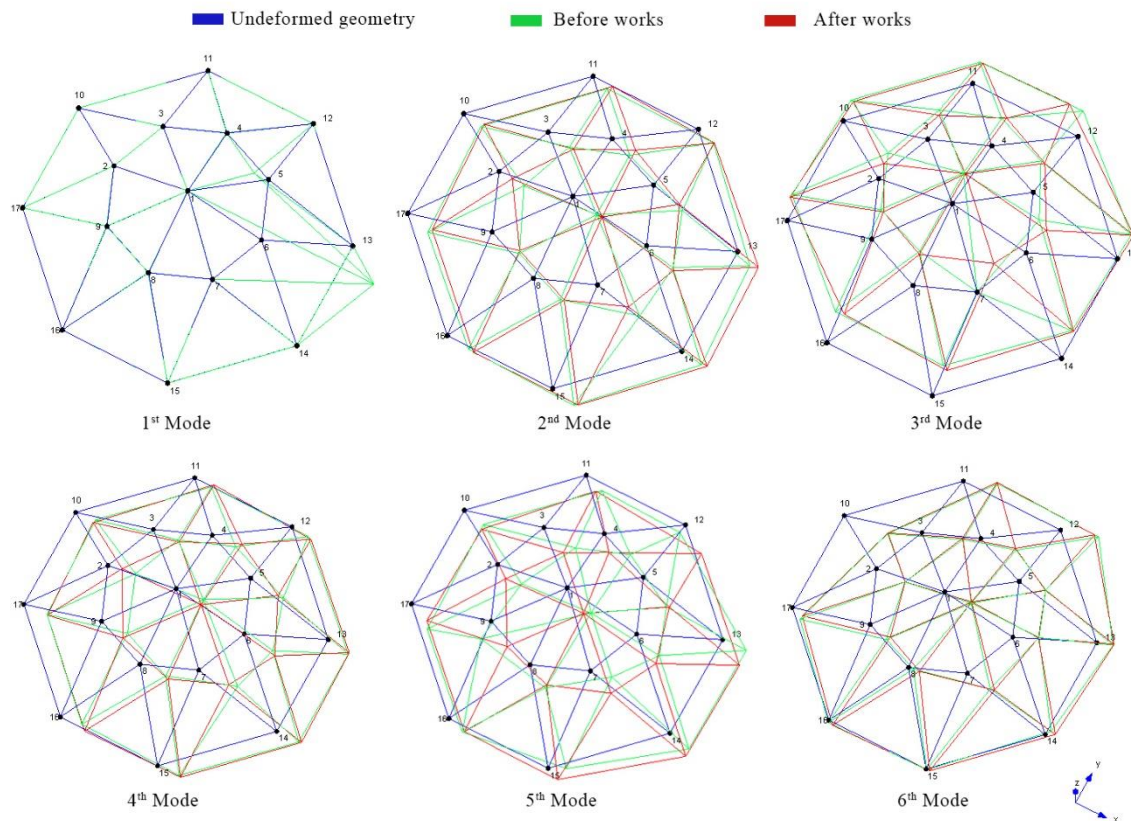
**Table 3.** Comparison of modal results.

	Natural Frequency [EFDD-Hz]		% Dif.
	Before works	After works	
<b>Mode 1</b>	0.198	-	-
<b>Mode 2</b>	2.977	3.238	+8.76
<b>Mode 3</b>	4.598	4.776	+3.85
<b>Mode 4</b>	6.007	7.205	+19.94
<b>Mode 5</b>	8.029	9.010	+12.21
<b>Mode 6</b>	10.38	10.38	+0.00

As shown in Table 3, the differences between the natural frequencies are highly significant. It is to be noted that the first vibration mode, located before the intervention (0.2 Hz), is a vibration mode whose associated frequency is very low for this type of structure. The explanation for the existence of this mode is the crack in the rib that can be seen in Figure 5, which causes the free movement of the rib under the excitation frequency. Once the repair works have been carried out, we can observe that this mode of local vibration disappears.

In addition to the above comments, the comparison of the experimental data measured before and after the works is extremely striking. There is a significant increase of the natural frequencies (from 3 to 20%) associated with each of the vibration modes (with the exception of the sixth mode, which does not change its associated natural frequency). This fact leads us to conclude that the rigidity of the structure of the Jura chapel after the works carried out has increased. In this sense, it is appropriate to recall that the natural frequencies are directly related to the stiffness of the structure according to equation 1. Consequently, the relationship between the natural frequencies and the structural stiffness is straightforward.

Meanwhile, figure 15 shows the comparison between the mode shapes associated with each of the vibration modes. As can be seen, the mode shapes are very similar, with the exception of the first vibration mode which disappears in the restored case.



**Figure 15.** The first six-mode shape of the vault for the damaged and repaired cases.

As mentioned above, the frequency is directly proportional to the stiffness ( $k$ ) and inversely proportional to the mass. It is estimated that the weight of the timbrel brick increases its previous value by approximately 12% due to the gypsum plaster. In this sense, if we analyse the results from the stiffness perspective, we see that the increase is higher (around 11%) than what is stated in the results because of the increase in mass incorporated during the restoration process.

## 5. CONCLUSIONS

This paper focuses on the evaluation of the works that have been carried out in the Jura chapel of the church of San Juan de los Caballeros (Cádiz, Spain). In order to analyse the structural effects of these works, non-destructive control techniques were applied, namely Operational Modal Analysis. By means of ambient vibration tests, the dynamic behaviour of the complex has been assessed before and after the works.

On the one hand, the ambient vibration tests allowed us to accurately identify six and five modes respectively in a frequency range from 0 to 12 Hz. The frequencies were identified with relative errors of less than 4.0%, taking as a reference the results of both methods. With respect to the mode shapes, the MAC values were always higher than 0.80 for all collected data. Therefore, we can conclude that this non-destructive technique offers a useful tool for identifying the dynamic parameters of these kinds of structures and specific elements, such as a historic roof.

According to the comparison of the experimental data measured before and after the works, we can conclude that the rigidity of the structure of the Jura chapel has increased. On one hand, the disappearance of the first vibration mode after the intervention confirms the connection of the ribs, using the technique described above. On the other hand, the intervention did not change the natural movement of the structure, and its structural response has not been modified after the intervention.

With regard to future works, the FE model will be updated, based on the geometric model and the experimental results, in order to obtain an accurate analytical model of the chapel.

## Acknowledgements

The authors thank the property and the contractor for their support and availability during the ambient vibration tests carried out during the different construction phases. This work was financially supported by Research Project P12-TEP-2068, funded by the Regional Government of Andalusia, Spain.

## References

- 1 Ramos, L. (2007). Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures (PhD Thesis). University of Minho.
- 2 Wijesundara, K., Negulescu, C., Foerster, E. (2015). Estimation of Modal Properties of Low-Rise Buildings Using Ambient Excitation Measurements. *Shock and Vibration*, Article ID 173450, 18 pages, doi: <http://dx.doi.org/10.1155/2015/173450>
- 3 Aguilar, F., Marques, R., Sovero, K., et al. (2015). Investigations on the Structural Behaviour of Archaeological Heritage in Peru: From Survey to Seismic Assessment. *Engineering Structures*, 95: 94-111, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.058>
- 4 Foti, D., Diaferio, M., Giannoccaro, N., Mongelli, M. (2012). Ambient Vibration Testing, Dynamic Identification and Model Updating of a Historic Tower. *NDT and E International*, 47: 88-95, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ndteint.2011.11.009>
- 5 Ramos, LF, Aguilar, R, Lourenço, PB, Moreira, S. (2013). Dynamic Structural Health Monitoring of Saint Torcato Church. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 35: 1-15, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ymssp.2012.09.007>

- 6 Calık I., Bayraktar, A., Turker, T., Karadeniz, H. (2015). Structural Dynamic Identification of a Damaged and Restored Masonry Vault Using Ambient Vibrations. *Measurement*, 55: 462-472, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.measurement.2014.05.030>
- 7 Osmancikli, G., Uaçk, S., Turan, FN., Türker, T., Bayraktar, A. (2012). Investigation of Restoration Effects on the Dynamic Characteristics of the Hagia Sophia Bell-Tower by Ambient Vibration Test. *Construction and Building Materials*, 29: 564-72, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.11.035>
- 8 Pachón, P., Rodríguez-Mayorga, E., Cobo, A., Yanes, E. (2014). Control of the structural intervention in the area of the Roman Theatre of Cadiz. *Informes de la Construcción*, 66 (1): 1-8, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.086>
- 9 Jácome, J., Antón, J. (2007). La capilla de "la Jura" de San Juan de los Caballeros, de Jerez de la Frontera: entre la épica y la realidad histórica. *Revista historia de Jerez*, 13: 183-212.
- 10 Álvarez, Á., Guerrero, JM., Romero, M. (2003). La Intervención en el Patrimonio. El Caso de las Iglesias Jerezanas (1850-2000). Jerez de la Frontera, España. *Ayto. de Jerez, Servicio de Publicaciones*, 378. ISBN 84-87194-82-6.
- 11 Ramos, A., Prieto, G. (2015). 3D Virtualization by Close Range Photogrammetry Indoor Gothic Church Apses. *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences - ISPRS Archives*, 40 (5W4), 201-206, doi: <http://dx.doi.org/10.5194/isprsarchives-XL-5-W4-201-2015>
- 12 Sapirstein, P. (2016). Accurate Measurement with Photogrammetry at Large Sites. *Journal of Archaeological Science*, 66, 137–145. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jas.2016.01.002>
- 13 Dassault Systemes, SIMULIA, ABAQUS v.6.9-1; 2011.
- 14 Augenti, N, Parisi, F, Acconcia, E. MADA: Online Experimental Database for Mechanical Modelling of Existing Masonry Assemblages. In Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon (Portugal); 24-28 September 2012.
- 15 SVS. ARTeMIS Extractor 2010 release 5.0. <http://www.svibs.com>
- 16 Brincker, R, Ventura, C, Anderser, P. (2001). Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition. *19th International Seminar on Modal Analysis, IMAC*. Kissimmee, USA.
- 17 Overschee, P, De Moor, B. (1996). Subspace Identification for Linear Systems: Theory, Implementation, Applications. *Kluwer Academic Publishers*. London, England.

## ***ANEJO E***

***Caracterización dinámica de edificaciones  
históricas mediante análisis modal operacional.  
Aplicación sobre la iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera).***





## **CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE EDIFICACIONES HISTÓRICAS MEDIANTE ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL. APLICACIÓN SOBRE LA IGLESIA DE SANTIAGO (JEREZ DE LA FRONTERA).**

**Pachón, Pablo<sup>1\*</sup>; Compán, Víctor<sup>2</sup>; Rodríguez-Mayorga, Esperanza<sup>3</sup>**

1: Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno  
Universidad de Sevilla  
e-mail: [ppachon@us.es](mailto:ppachon@us.es)

2: Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno  
Universidad de Sevilla  
e-mail: [compan@us.es](mailto:compan@us.es)

3: Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno  
Universidad de Sevilla  
e-mail: [espe@us.es](mailto:espe@us.es)

**PALABRAS CLAVE:** Análisis Modal Operacional; Técnica no destructiva; Iglesia de Santiago.

### **RESUMEN**

Las pruebas de vibración ambiental están consolidadas desde décadas en el mundo ingenieril como uno de los principales métodos experimentales para evaluar el comportamiento dinámico de estructuras a gran escala. La excitación artificial de grandes estructuras conlleva una gran complejidad, lo que hace recurrir al análisis modal operacional (OMA) para la identificación modal de las propiedades dinámicas de la estructura [1, 2].

En los últimos años podemos encontrar numerosas aplicaciones de pruebas de vibración ambiental sobre construcciones históricas de fábrica. Son numerosos los factores favorables que han hecho de esta técnica una herramienta realmente útil para identificar las propiedades dinámicas de una edificación histórica [3,4]. Entre ellos, el bajo coste económico que supone hacer este tipo de pruebas, la no interrupción del normal funcionamiento del edificio mientras las pruebas son realizadas y, especialmente, el hecho de ser una técnica no destructiva, factor fundamental en este tipo de construcciones.

El presente estudio investiga las características dinámicas de la Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera), edificio de carácter gótico construido a finales del siglo XV. Tras realizar las diferentes pruebas de vibración ambiental y utilizar dos técnicas de identificación modal, seis modos de vibración fueron obtenidos en un rango de frecuencia de 0 a 10 hercios. La bondad de los resultados obtenidos fue estudiada comparando las diferencias entre las frecuencias naturales y los desplazamientos modales obtenidos.

Se concluye la idoneidad del método presentado, como técnica no destructiva, para caracterizar dinámicamente edificaciones históricas de fábrica.

## 1. INTRODUCCIÓN

Dentro del estudio del comportamiento estructural de las construcciones históricas se ha convertido en práctica habitual el desarrollo de un modelo de elementos finitos al objeto de determinar numéricamente su respuesta ante las acciones de naturaleza estática y dinámica.

Para desarrollar un modelo numérico adecuado de la estructura es necesario reducir el número de errores matemáticos a un nivel aceptable, estableciendo con cuidado las hipótesis en las que se apoya el mismo. Sin embargo, incluso con los más cuidadosos y detallados modelos numéricos, desarrollados a partir de los datos disponibles y del mejor juicio técnico, se producen habitualmente diferencias entre los resultados obtenidos experimentalmente y los estimados, por contrapartida, de forma numérica. Esto se debe, de forma típica, a las inevitables incertidumbres asociadas al propio modelado de la estructura, las condiciones de contorno de la misma, las propiedades de los materiales constituyentes y el efecto, no siempre adecuadamente considerado, de los elementos no estructurales. Normalmente, los errores estimados entre las frecuencias naturales estimadas experimental y numéricamente no son despreciables, siendo actualmente aceptado que las propiedades modales identificadas experimentalmente son más fiables que las procedentes del modelo de elementos finitos, como indican los resultados de estudios realizados sobre construcciones existentes. Una vez que los parámetros modales de la construcción histórica han sido identificados experimentalmente, los errores existentes en el modelo inicial de elementos finitos de la estructura pueden ser corregidos, denominándose dicho proceso de mejora, actualización de los modelos de elementos finitos.

En este artículo, se presenta en primer lugar el objeto de estudio, una iglesia situada en la ciudad de Jerez de la Frontera (Cádiz, España) (Figura 1). Se hará un breve recorrido tanto por los aspectos históricos más relevantes, como por su configuración arquitectónica. A continuación, se llevará a cabo la introducción al análisis modal operacional, metodología seguida para caracterizar dinámicamente nuestro objeto de estudio. Una vez introducida la técnica, se presentará los resultados obtenidos en la iglesia de Santiago. Se describe tanto la campaña experimental seguida, como el tratamiento de los datos que nos conducen a la identificación de las propiedades modales de la estructura. Para finalizar, se discutirán los resultados obtenidos y se presentarán las correspondientes conclusiones.



Figura 1: Iglesia de Santiago (Jerez de la Frontera)



Las tres portadas del edificio son góticas, la de la epístola presenta una distribución similar a las de las portadas laterales de San Miguel de Jerez, situada entre dos contrafuertes, y está decorada profusamente con motivos vegetales y antropomórficos. La del evangelio, carece de la rica decoración de la anterior resultando una versión simplificada de la misma. La fachada principal, desarrollada entre dos contrafuertes se divide en dos cuerpos. La parte inferior, que corresponde a la puerta de ingreso, se resuelve mediante un arco apuntado y abocinado coronado por un gablete, mientras que la superior lleva otro arco apuntado en el que se inscribe una hornacina, tanto esta como la torre que remata la fachada se deben a las trazas de Diego Moreno Meléndez y se construyeron entre 1663 y 1673 [5].

## 2.2 Evolución Histórica

Son numerosos los acontecimientos sufridos por la iglesia a lo largo de la historia que hicieron cambiar la configuración de la misma hasta la geometría que presenta actualmente [5].

A finales del siglo XVII y quizás a causa de la reciente construcción de la nueva torre fachada, concluida en década de los setenta, la iglesia sufrió una grave ruina. En la madrugada del 24 de febrero de 1695, festividad de San Matías, se hunden los pilares segundo y tercero del Evangelio arrastrando consigo los seis tramos de bóvedas que cargaban sobre ellos, el muro que se apoyaba en los mismos y dos arbotantes. Los trabajos consistieron en la reposición de dichos pilares llevándolos a cabo con una mayor sección y fábrica de distintas características a la original.

Durante el siglo XVIII el edificio no presenta ningún problema estructural aunque se estuviera construyendo en el edificio durante toda la centuria. Hacia 1726 se construyó la Capilla de la Hermandad del Prendimiento, en la actualidad Sagrario. Se abre en el cuarto tramo de la nave del evangelio, junto a la puerta que da acceso a la calle. De planta cuadrangular, está cubierta por una cúpula de media naranja apoyada sobre pechinas. En 1733 se efectuó una restauración de la Capilla de la Paz a cargo del arquitecto Francisco Diosdado y, ya en la segunda mitad del siglo, cabe ser destacada la obra de la espadaña, situada sobre el muro meridional del ábside, realizado por Juan de Vargas en 1770.

A finales del siglo XIX comenzaron importantes obras de restauración a cargo de José Esteve y López, arquitecto valenciano afincado en Jerez que ya había restaurado de modo semejante la Parroquia de San Miguel. Con esta restauración se pretende devolver al templo a su antiguo esplendor, siendo una gran reforma con consecuencias directas en el futuro.

En 1902 Se desprendió un trozo de dovela de un arco de la nave principal, y el pilar 1, que venía presentando problemas desde la primera ruina acaecida en el templo, avanza rápidamente en su ruina. Rafael Esteve, arquitecto municipal, declara el pilar antes citado en estado ruinoso, de forma que en 1905 se acometió su reconstrucción íntegramente en piedra caliza. De igual forma el pilar 7 fue intervenido a finales de la segunda década del siglo, sustituyendo los sillares dañados de la base uno a uno.

A mediados de siglo, y tras un informe redactado por el arquitecto Fernando de la Cuadra, comenzaron unas obras de rehabilitación de los muros del lado del Evangelio, así como en las bóvedas correspondientes a dicho lado. Durante la ejecución de los trabajos, en el año 1956, se hunde el pilar 6 (Figura 3), parece ser que por aplastamiento por exceso de carga en el tercio inferior del pilar, teniendo nuevamente como causa la baja resistencia a la compresión del material. Dicho pilar sería reconstruido en 1962 por otro exteriormente de piedra, pero con su núcleo de hormigón ligeramente armado. A su vez se hicieron numerosas intervenciones como la consolidación de la cimentación del edificio mediante el atado con zunchos de hormigón armado de todos los pilares.



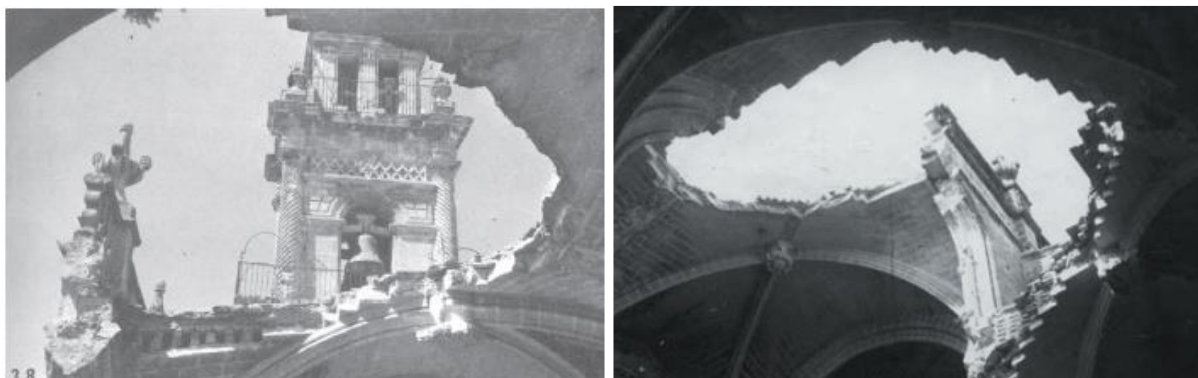


Figura 3: Hundimiento Pilar 6.

Finalmente, en 2003 la iglesia vuelve a mostrar signos de inestabilidad, manifestados a través de grietas en prácticamente todos los pilares salvo el pilar 1, y de forma más aguda en el pilar 5 y en el muro de la capilla Bautismal. Poco tiempo después se inició un análisis detallado encaminado a la consolidación del templo con el arquitecto Emilio Yanes Bustamante al frente, análisis que puede consultarse extensamente en la tesis de la arquitecta Esperanza Rodríguez Mayorga. Dicho trabajo concluyó en una gran intervención de rehabilitación que tenía como premisa fundamental la consolidación de la estructura. Para ello, se utiliza la técnica de inyección armada a partir de la ejecución de abanicos de inyecciones verticales y subhorizontales bajo los elementos indicados en la figura 4. Todas las inyecciones se realizan con mezclas estables de cemento-bentonita [5, 6].

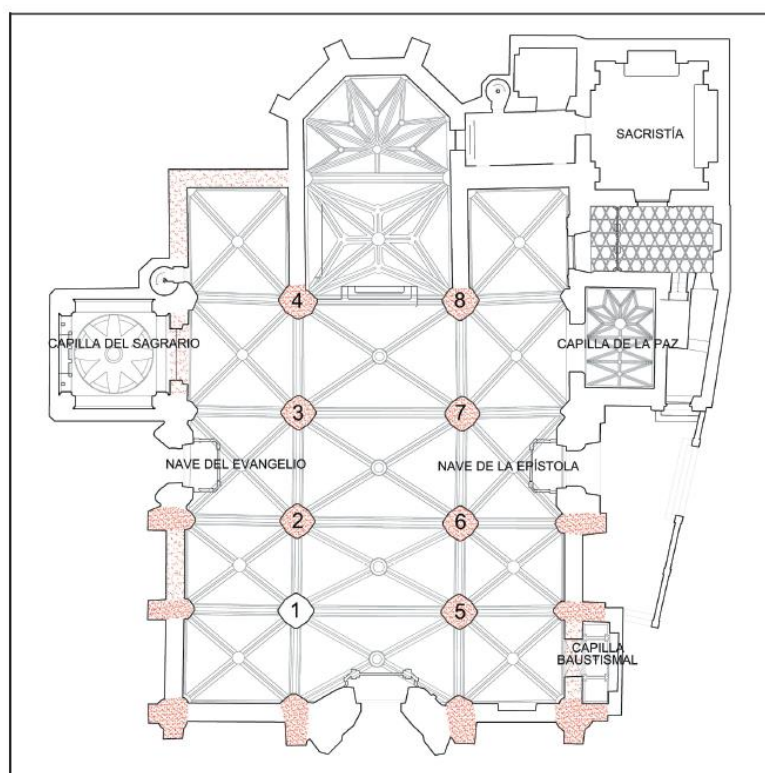


Figura 4: Planta de los elementos consolidados mediante inyección.

Dichos trabajos finalizaron en una primera fase a principios del año 2015. Con objeto de estudiar el comportamiento estructural que presenta en la actualidad la iglesia de Santiago tras las labores realizadas, se planteó la realización de una campaña experimental para caracterizar dinámicamente el edificio. La presentación de dicha campaña y los resultados obtenidos son el núcleo central de este artículo.



### 3. ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL

Las pruebas de vibración ambiental están consolidadas desde hace años como uno de los principales métodos experimentales para evaluar el comportamiento dinámico de estructuras a gran escala. La excitación artificial de grandes estructuras conlleva una gran complejidad, lo que hace recurrir al análisis modal operacional (OMA) para la identificación modal de las propiedades dinámicas de la estructura [1, 2].

A continuación, se presenta brevemente la aplicación del análisis modal operacional como técnica para identificar experimentalmente las propiedades dinámicas de la Iglesia de Santiago. La aplicación del Análisis Modal Operacional requiere de la generación de un modelo de elementos finitos previo. La utilidad del mismo es la identificación de los primeros modos de vibración y, dentro de los mismos, los puntos con mayor desplazamiento modal. De esta forma se decide la posición de los acelerómetros en el ensayo in situ que se llevará a cabo posteriormente. Se modeló utilizando un modelo geométrico generado con un mallado constituido por elementos superficiales de 3 nodos. Como podemos ver en la figura 5, y tras realizar un primer cálculo modal de dicho modelo, se situaron los acelerómetros de referencia en un punto que presenta un desplazamiento modal considerable en los 3 primeros modos de vibración.

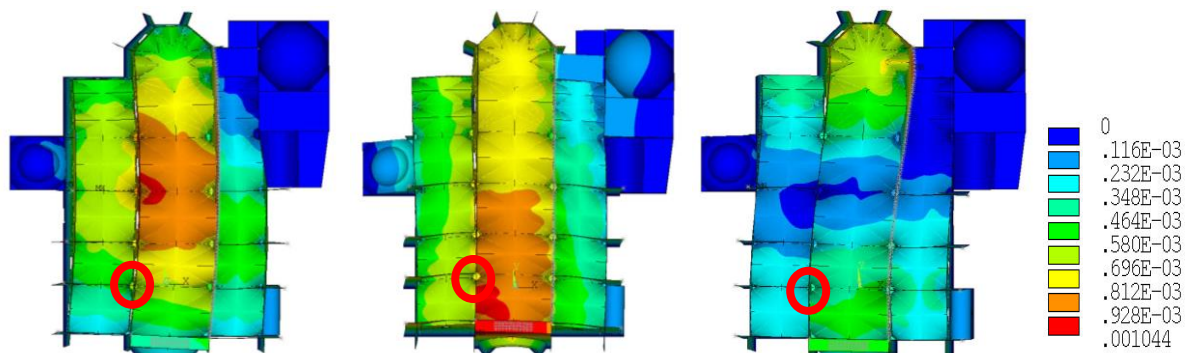


Figura 5: Desplazamientos modales correspondientes a los 3 primeros modos de vibración. Señalado la posición del acelerómetro de referencia.

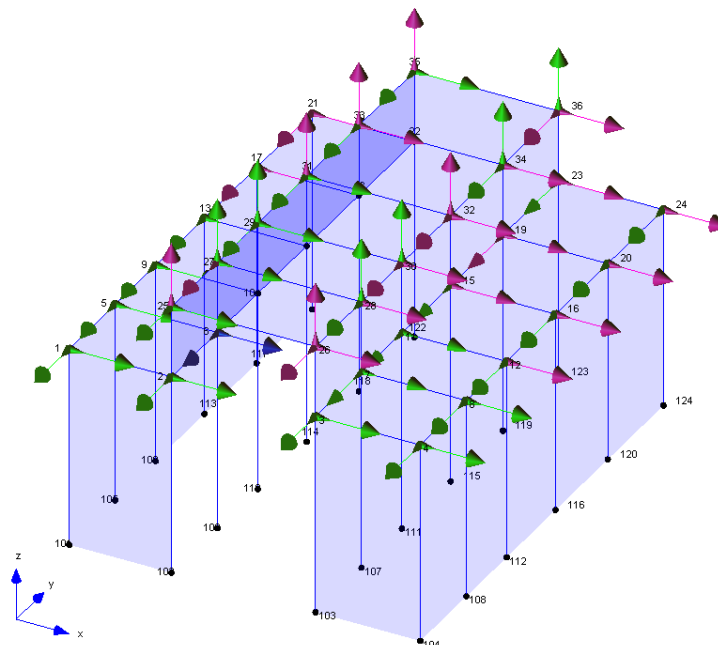


Figura 6: Situación de los puntos de medida

El resto de los acelerómetros se fueron moviendo a lo largo de los 36 puntos restantes situados a lo largo de las cubiertas de cada una de las 3 naves de la iglesia (Figura 6). Los acelerómetros se situaron siguiendo las tres direcciones principales, de forma que fue necesario realizar un total de 17 medidas de 12 minutos cada una de ellas.

Para llevar a cabo la toma de datos se utilizó un equipo compuesto por ocho acelerómetros uniaxiales de fuerza balanceada Episensor de la casa comercial KINEMATRICS, con ancho de banda de 0-200 Hz, y una central de adquisición de datos tipo GRANITE de la misma marca (Figura 7).



Figura 7. Equipo de medida.

Tras llevar a cabo la campaña experimental se procedió al tratamiento de los datos. Para ello se utilizó el software Artemis [7] (Figura 8), el cual tiene implementado los dos métodos de identificación modal utilizados: el método de Descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia (EFDD) y el método de Identificación en el Subespacio Estocástico (SSI).

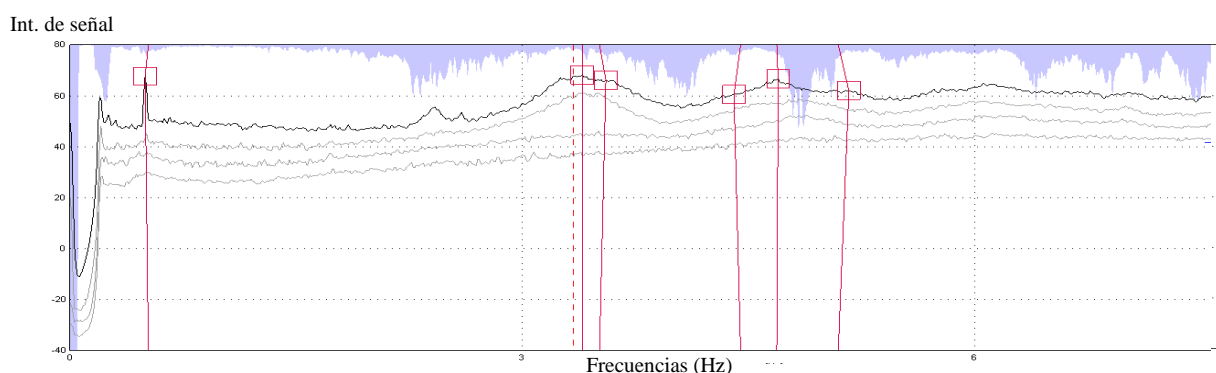


Figura 8. Espectro de respuesta. Identificación de los parámetros modales mediante el método EFDD.

Con ambos métodos se identificaron seis modos de vibración en un rango de frecuencias de 0 a 9 Hz. La similitud de los valores de las frecuencias obtenidos por ambos métodos, así como la proximidad del parámetro MAC a 1, avalan la veracidad de los datos obtenidos (tabla 1). El valor MAC (Modal Assurance Criterion) compara de forma cuantitativa todas las combinaciones posibles de pares de formas modales.

Tabla 1. Resultados Experimentales

Modo	Frecuencia Natural			MAC
	EFDD [Hz]	SSI [Hz]	Error [%]	
1	0.46	0.44	4.5	0.95
2	3.29	3.28	0.3	0.93
3	3.51	3.46	1.4	0.85
4	4.44	4.45	0.2	0.83
5	5.15	5.05	2.0	0.77
6	6.08	56.11	0.5	0.75

#### 4. CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha llevado a cabo la aplicación de pruebas de vibración ambiental sobre la Iglesia de Santiago, en Jerez de la Frontera. El objetivo marcado fue caracterizar dinámicamente el objeto de estudio, para en fases posteriores poder actualizar nuestro modelo de elementos finitos y así analizar numéricamente el comportamiento estructural del conjunto.

Una vez realizada la campaña experimental y el tratamiento de los datos, seis modos de vibración fueron identificados en un rango de frecuencia de 0 a 12 Hz. Los porcentajes de diferencia entre los dos métodos de identificación modal utilizados (EFDD y SSI) siempre fueron menores al 8%, y el valor MAC de comparación entre ellos superior a 0.75, lo cual nos asegura la existencia de los mismos. Todo ello nos lleva a concluir la eficacia que presenta el Análisis Modal Operacional como técnica para identificar experimentalmente propiedades dinámicas en este tipo de edificaciones.

Como futuro trabajo, en la actualidad se están utilizando las propiedades dinámicas identificadas para actualizar el modelo tridimensional de elementos finitos. De esta forma se minimiza en gran medida el nivel de incertidumbre inicial que existe tanto en la geometría como en las propiedades mecánicas reales de los materiales constituyentes. Una vez el modelo este actualizado se podrá hacer un análisis estructural exhaustivo de la iglesia de Santiago.

#### 5. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ramos, L. *Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures*. PhD Thesis, University of Minho (2007).
- [2] Rodrigues, J. *Identificação Modal Estocástica, Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil*. PhD Thesis, University of Porto (2004).
- [3] Ramos, L. F.; Aguilar, R.; Lourenço, P.; Moreira, S. Dynamic Structural Health Monitoring of Saint Torcato Church. *Mechanical Systems and Signal Processing* (2012).
- [4] Gentile, C., Saisi, A. Dynamic-based F.E. Model Updating to Evaluate Damage in Masonry Towers, Proceedings of the 4th International Seminar on Structural analysis of Historical Constructions. Padova, Italy (2004).
- [5] Rodríguez-Mayorga, E. *Rehabilitación del Templo Parroquial de Santiago Apostol en Jerez de la Frontera. Anamnesis, diagnosis, terapia y control*. PhD Thesis, Universidad de Sevilla (2011).
- [6] Williamson, C. Remedial grout injection of buildings. *Construction & Building Materials*, vol. 2, núm. 3, 145-147 (1988).
- [7] SVS. ARTeMIS Extractor 2010 release 5.0. <<http://www.svibs.com>>; 2010.

## ***ANEJO F***

***Application of Operational Modal Analysis Method  
in the Monastery of San Jerónimo (Seville, Spain).***



## Application of Operational Modal Analysis Method in the Monastery of San Jerónimo (Seville, Spain)

PACHON, PABLO<sup>1</sup>; SÁEZ, ANDRÉS<sup>2</sup>; COMPÁN, VÍCTOR<sup>3</sup>.

The use of Operational Modal Analysis is establishing as an acceptable tool for the update of numerical models. Through its application, mechanical properties of structural elements, as stiffness or mass, can be obtained with great accuracy. The analysis of the current structural state of the Monastery of San Jerónimo, an important piece of heritage located in Seville (Spain), is presented in this paper. The monastery dates from the XV century. The cloister has been analysed by OMA in order to update a FE model, to subsequently carry out the structural assessment of the Monastery.

*Keywords:* Operational Modal Analysis, Cultural heritage, Monastery of San Jeronimo.

### NOTATION

OMA      Operational Modal Analysis;  
FE        Finite Elements;

### 1 INTRODUCTION

The Monastery of San Jerónimo is a piece of heritage that is located in Seville (Spain). The construction of the monastery was initiated in 1414. In 1964, the monastery was declared heritage. Since then it has been subjected to some restorations. Recently, an intervention has been carried out in order to convert the monastery into a civic centre. The intervention consisted of the construction of a new building attached to two wings of the cloister. The structural assessment of the current state of the monastery is being done by means of updating of FE models using OMA. For this reason, some Finite Element models and some dynamic in-situ tests have been done. As a result, a numerical model with similar dynamic behaviour than the observed in-situ has been achieved. This model has been used to evaluate the structural behaviour of the complex. A historical analysis of the monastery, the followed methodology and the obtained results are the goal of this paper.

---

<sup>1</sup> Researcher, University of Seville, Department of Building Structures and Ground Engineering, ppachon@us.es

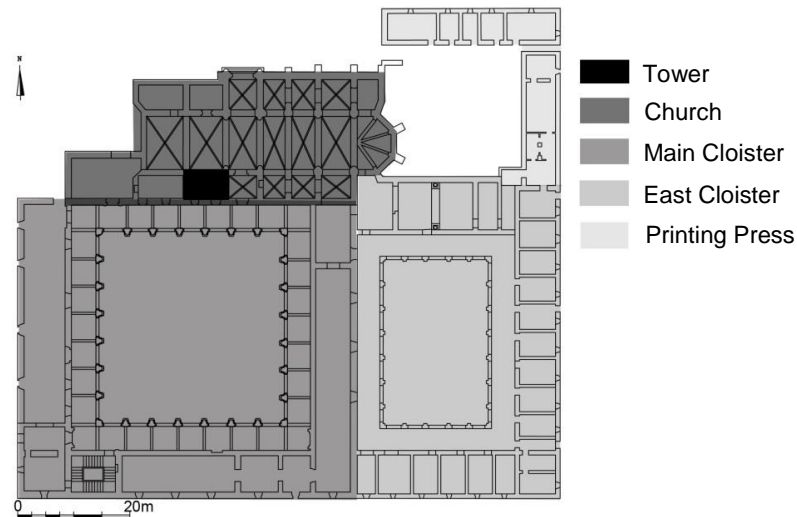
<sup>2</sup> Professor, University of Seville, Department of Continuum Mechanics and Structural Analysis, andres@us.es

<sup>3</sup> Assistant Professor, University of Seville, Department of Building Structures and Ground Engineering, compan@us.es



## 2 HISTORICAL ASPECTS

The Monastery of San Jerónimo began to be constructed in the XV century. By the time, Seville experienced a huge economic and military activity. In the beginning, the Monastery was composed of five main buildings: the church, the main cloister, the east cloister, the tower and the printing press (Figure 1).



**Figure 1.** Initial configuration of the Monastery of San Jerónimo (Seville).

The construction of the church was finished in the first third of the XVI century. It was a Gothic style church, constituted by a nave, two wings of chapels, an apse and a sacristy. At the same time, the construction of the east cloister was initiated [1].

Also in the first third of the sixteenth century, next to the east cloister, the construction of the main cloister was initiated. The works were completed in the first half of the seventeenth century. It is a Renaissance-style building. The patio is composed by calcarenite pillars and semicircular arches. The galleries are bounded by brick walls and covered by ribbed stone vaults. In the upper floor gallery, there are segmental arches (Figure 2).



**Figure 2.** Views of the main cloister.

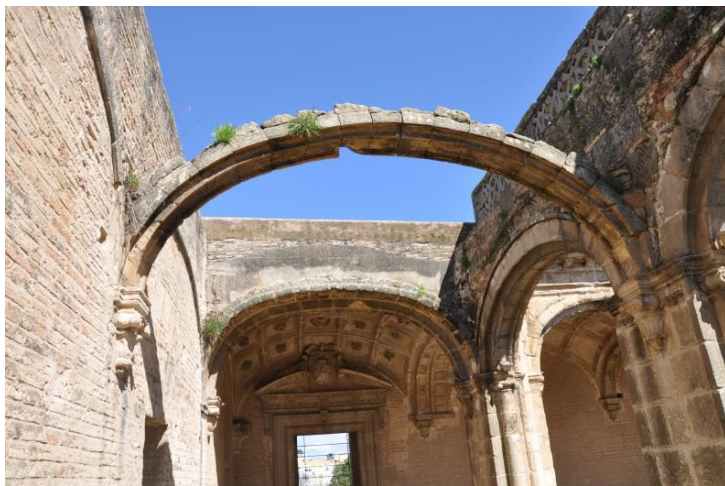
The tower and the printing press were the last buildings which were built. Their constructions were started in the late sixteenth century. The printing press is an independent construction composed of two long buildings connected with the east cloister and the church.

In the mid-seventeenth century, the complex had been finished. Until the early nineteenth century, it was used as a monastery. During the seventeenth century, it had become inhabited by over 150 monks. In 1809, the regular clergy was extinguished, what initiated the decay of the monastery [2]. In 1823, the building was again used by monks, but finally, in 1835, the monks left the monastery due to the destruction of the church. The buildings began to be used as a glass factory in 1850. This fact caused several changes in the architectural configuration of the tower and the church. The process of degradation of the architectural complex got its highest point when it was used as a fattening farm. This lasted until well into the twentieth century.

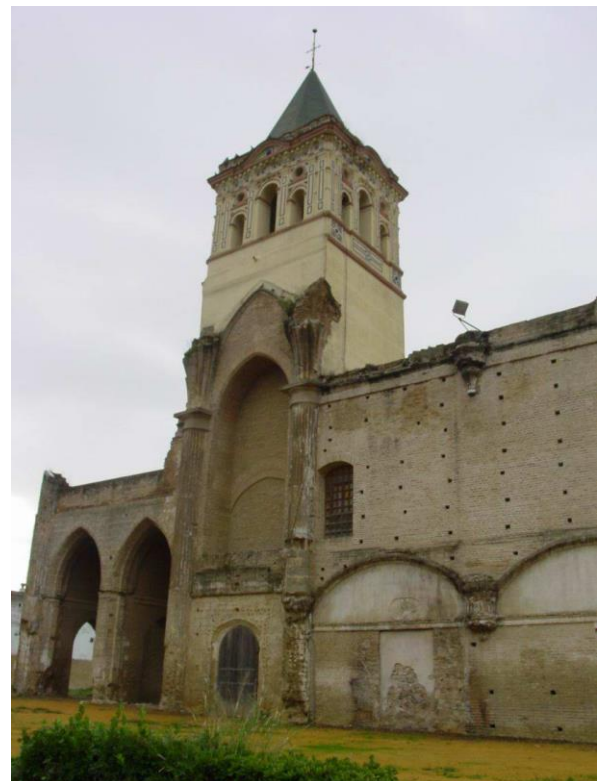
In 1964, the building complex was declared heritage [3]. After this fact, some consolidation works were carried out in 1966. In spite of that, the remains of the monastery were again damaged caused by the earthquake of 1969.

In 1984, the monastery became property of the City of Seville, and since then, several operations of restoration and functional recovery have been performed.

Nowadays, the church and the east cloister are virtually disappeared. Only two chapels and the wall annexed to the the main cloister are preserved [1]. Moreover, the ground floor of the Renaissance cloister is preserved, while on the upper level, only the vertical structure and some covers of the north gallery are conserved (Figure 3). The tower also remains standing, but with internal new elements (Figure 4).



**Figure 3.** View of the upper gallery.



**Figure 4.** View of the tower

The rehabilitation project of the Monastery of San Jerónimo to adapt it to civic center is currently being performed. The project basically consists of the reconstruction of the south and east wings, and the use of such as a civic center for the neighborhood in which the monastery has been included.

The main premise of the project is to respect the existing historic remains of the monastery in such a way that the contemporary part were recognisable from the historical construction. An architectural neutral language is used in the new buildings [2]. From a structural point of view, a mixed system of load-bearing walls and pillars that support large beams is used to build the new building. (Figure 5).



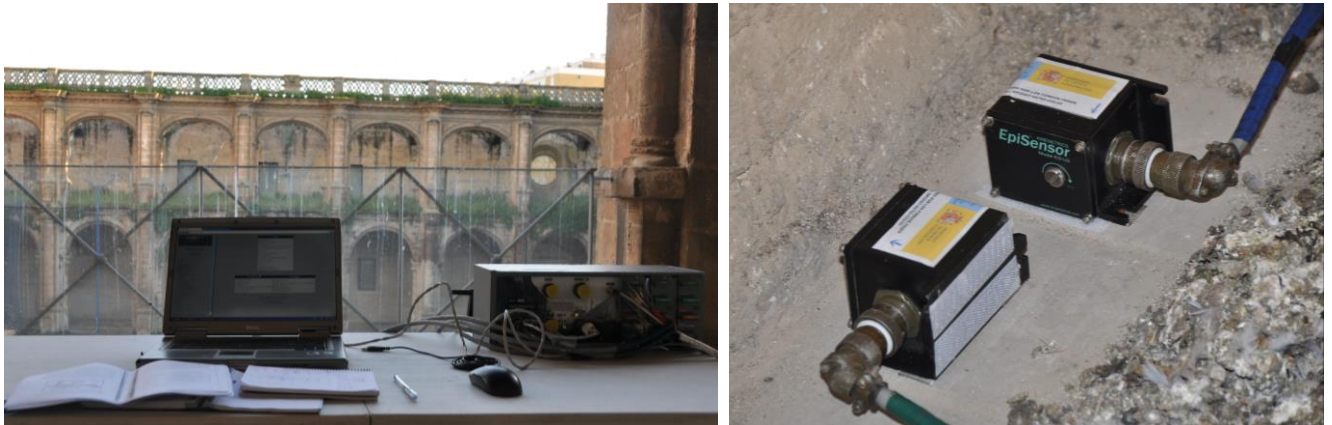
**Figure 5.** View of the new construction. Upper floor.

### **3 OPERATIONAL MODAL ANALYSIS**

The analysis of the current structural state of the Monastery of San Jerónimo is being done by ambient vibration tests. The Operational Modal Analysis procedure was followed. The process consisted on obtaining the modal parameters of the main cloister, to later update the parameters (density, young's modulus and poisson coefficient) which define the numerical model. In this way, the difficulties in determining the mechanical properties and the stiffness of the elements of the structural assembly are minimised.

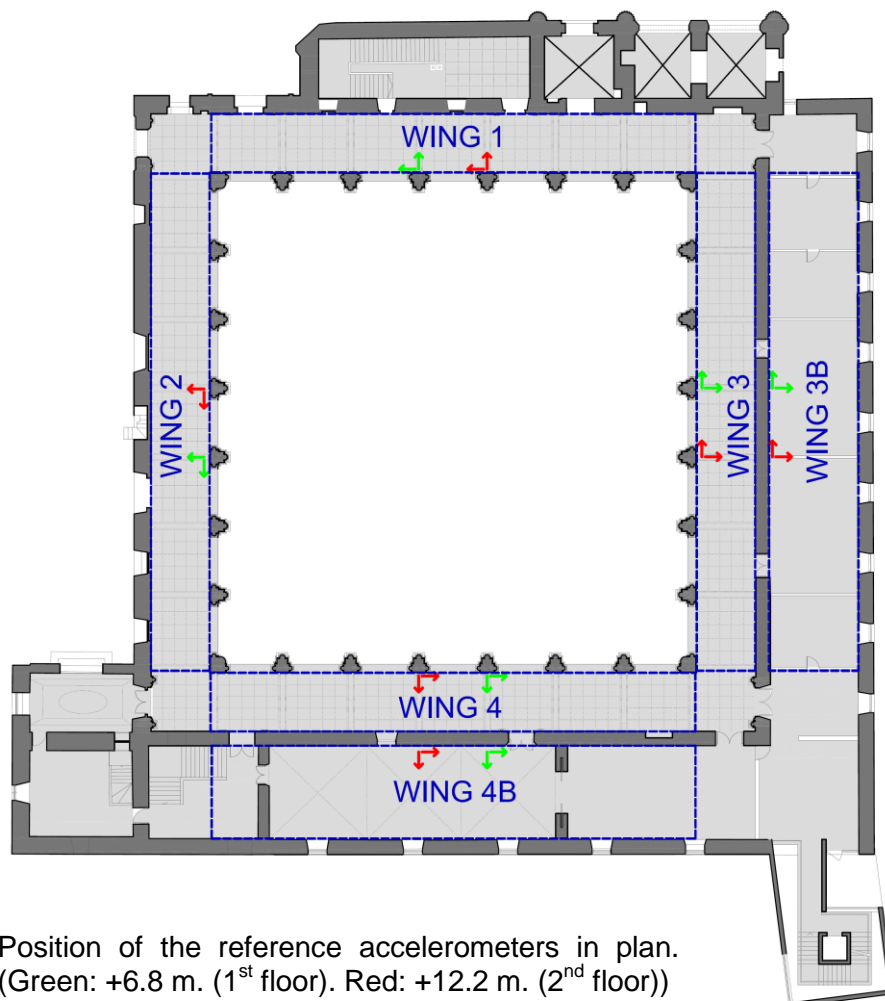
The equipment for the experimental campaign is composed by a 12-channel adquisition system (GRANITE) and 8 uniaxial force balance accelerometers (EPISENSOR). The equipment is manufactured by the company KINEMATRICS (Figure 6). Six campaigns of Operational Modal Analysis were carried out, four in the cloister (wings 1, 2, 3 and 4, figure 7) and two in the new building (wings 3B and 4B, figure 7). Furthermore, a general campaign of OMA was conducted in order to compare and validate the experimental results of the other singular campaigns.





**Figure 6.** Measurement equipment.

The application of the Operational Modal Analysis requires the generation of a model to check the position of the accelerometers [4, 5]. This model was called preliminary model and was carried out using the Finite Element Method Programme Abaqus. This model is mainly composed by two parts: historical and new building. The new part was modeled with surfaces, so first order reduced integration elements (3-node elements) were used. On the other hand, first order reduced integration tetrahedral elements (4-node elements) were used for the historical part. The material properties of density, Young's Modulus and Poisson Coefficient were obtained from bibliography [6, 7, 8] (table 1). The main conclusion obtained from this model was the position of the reference accelerometers for each campaign of OMA (Figure 7).



**Figure 7.** Position of the reference accelerometers in plan.  
(Green: +6.8 m. (1<sup>st</sup> floor). Red: +12.2 m. (2<sup>nd</sup> floor))

**Table 1.** Mechanical properties of materials in the preliminary Finite Element Model

	Preliminary FE Model				
	Masonry	Filling Vaults	Filling Walls	R. Concrete	Steel
<b>Density (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	1800	500	1500	2500	7850
<b>Young's modulus (MPa)</b>	1000	500	500	21000	210000
<b>Poisson Coefficient</b>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3

The parameters set for the dynamic tests were 100 Hz of frequency sampling and 15 minutes of time duration for each set-up. These assumptions assure that frequencies from 1 to 50 Hz would be measured. Eight accelerometers were used in each campaign, placing four of them as references (Figure 7). The other four ones were moved along the columns and the walls in two different levels (6,8 m. and 12,2 m). In total, the resulting number of set-ups was fifteen in each campaign. The dates obtained in-situ were processed with the software ARTEMIS using two different identification methods, one of them in the frequency domain (EFDD) and the other in the time domain (SSI). In this way, the mode shapes and the modal frequencies were obtained and later validated using the Modal Assurance Criterion (MAC) (Figure 8).

WING	Nº MODE	SSI (F)	EFDD (F)	MAC	MODE SHAPE
1	1	2,01	2,01	0,99	Bending Mode
	2	3	3,04	0,97	Traslation Mode
	3	3,72	3,73	0,99	Bending Mode
	4	4,94	4,89	0,97	Tralation Mode
	5	10,15	10,08	0,96	Vert. Bending Mode
2	1	2,32	2,33	0,99	Bending Mode
	2	3,34	3,35	0,88	Bending Mode
	3	3,51	3,57	0,78	Traslation Mode
	4	4,28	4,29	0,9	Bending Mode
	5	4,75	4,71	0,89	Bending-Tral. Mode
3	"0"	2,04	2,03	0,7	Traslation Mode
	1	3,13	3,13	0,99	Bending Mode
	3	4,13	4,26	0,95	Bending Mode
	4	6,25	6,35	0,8	Local Bending Mode
	5	7,22	7,17	0,92	Vert. Bending Mode
3B	1	3,07	3,08	0,99	Bending Mode
	2	4,34	4,34	0,98	Bending Mode
	3	7,08	7,12	0,85	Vert. Bending Mode
4	1	3,06	3,3	0,91	Bending Mode
	2	3,67	3,68	0,99	Bending Mode
	3	4,4	4,33	0,96	Local Bending Mode
	4	4,74	4,88	0,86	Local Bending Mode
	5	6,31	6,34	0,9	Local Bending Mode
4B	1	3	3,06	0,98	Bending Mode
	2	3,6	3,55	0,88	Bending Mode
	3	4,28	4,68	0,99	Bending Mode

**Figure 8.** Experimental results.

Once analysed the preliminary Finite Element model with modal analysis and compared the obtained results in terms of dynamic parameters (natural frequencies and mode shapes) with the values measured in situ (table 3), the mechanical properties of the materials were set as the values in Table 2.

**Table 2.** Mechanical properties of materials in the updated Finite Element Model

	Updated FE Model				
	Masonry	Filling Vaults	Filling Walls	R. Concrete	Steel
<b>Density (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	1900	500	1500	2500	7850
<b>Young's modulus (MPa)</b>	900	500	500	23000	210000
<b>Poisson Coefficient</b>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3

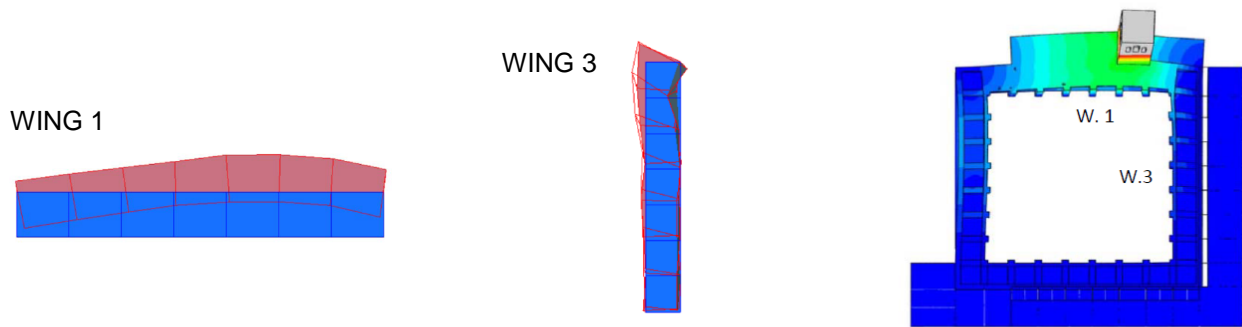
Once the numerical model had been updated in the way described before, and after the comparison between the experimental and the numerical model (figure 9), a Finite Element model with a similar dynamic behaviour than the observed in-situ was addressed (Figures 10 and 11). The new results confirmed the efficacy of the calculation.

WING	MODE	BEFORE UPDATING PROCESS			AFTER UPDATING PROCESS		
		Pre. F.E.M.	EXP. M.*	% DIF.	Up. F.E.M.	EXP. M.*	% DIF.
1	1	1,83	2,01	8,96	1,93	2,01	3,98
	2	3,5	3	16,67	3,13	3	4,33
	3	3,64	3,72	2,15	3,69	3,72	0,81
	4	5,33	4,94	7,89	4,74	4,94	4,05
2	1	2,38	2,32	2,59	2,27	2,32	2,16
	2	3,48	3,34	4,19	3,33	3,34	0,30
	3	3,78	3,51	7,69	3,69	3,51	5,13
	4	4,89	4,28	14,25	4,6	4,28	7,48
	5	5,57	4,75	17,26	4,74	4,75	0,21
3	"0"	1,83	2,04	10,29	1,93	2,04	5,39
	1	3,5	3,13	11,82	3,13	3,13	0,00
	2	4,89	4,36	12,16	4,6	4,36	5,50
	3	7,7	6,25	23,20	6,39	6,25	2,24
	4	8,88	7,22	22,99	6,81	7,22	5,68
3B	1	3,5	3,07	14,01	3,13	3,07	1,95
	2	7,89	4,34	81,80	4,6	4,34	5,99
	3	8,88	7,08	25,42	6,81	7,08	3,81
4	1	3,5	3,06	14,38	3,13	3,06	2,29
	2	3,64	3,67	0,82	3,69	3,67	0,54
	3	5,57	4,4	26,59	4,74	4,4	7,73
	4	5,8	4,74	22,36	5,1	4,74	7,59
	5	7,7	6,31	22,03	6,39	6,31	1,27
4B	1	3,5	3	16,67	3,13	3	4,33
	2	3,78	3,6	5,00	3,69	3,6	2,50
	3	5,57	4,68	19,02	4,74	4,68	1,28

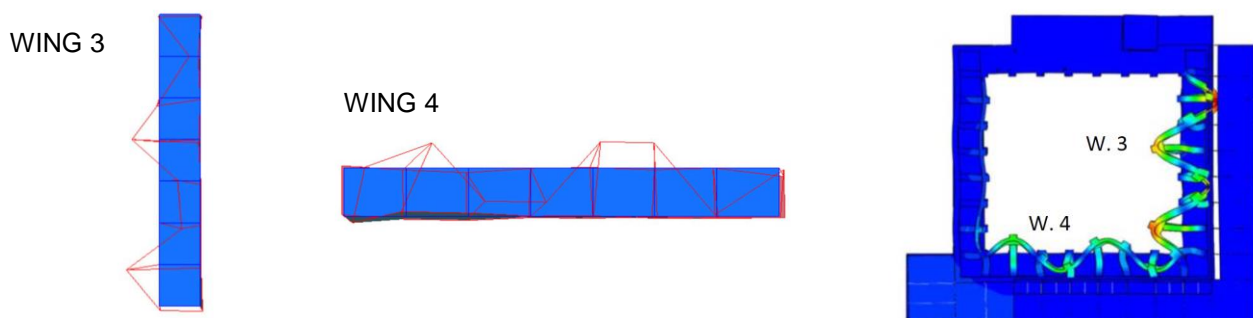
\* Experimental data obtained from SSL.

**Figure 9.** Comparison of frequencies (Hz) obtained for the modes analytically and experimentally.





**Figure 10.** Mode shape number 1 (wings nº 1 and nº 3) obtained by ARTEMIS using the EFDD method (left and centre) and by numerical model (right).



**Figure 11.** Mode shape number 3 (wing nº 3) and number 5 (wing nº 4) obtained by ARTEMIS using the EFDD method (left and centre) and by numerical model (right).

#### 4 CONCLUSIONS

The Operational Modal Analysis has been applied in order to assess the current structural state of the Monastery of San Jerónimo (Seville). For this purpose, a 3D numerical model has been made. The mechanical properties has been set from bibliography and adjusted by comparing the dynamic behaviour of the numerical model and the data collected in-situ.

As a result, a numerical model with similar dynamic behaviour than the observed in-situ has been achieved. For all collected data the percentages of difference between natural frecuencies associated to vibration modes were all lower than 0,10 % (figure 9). After the updating process showed in this paper, the model is ready to be used in later phases of the works in order to evaluate the structural behaviour of the Monastery.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the Ministerio de Economía y Competitividad of Spain (DPI2010-21590-C02-02). The financial support is gratefully acknowledged.

## REFERENCES

- [1] Pozo, F., Gil, R., Méndez, E. Intervención arquitectónica puntual en Monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Sevilla). Memoria final. 2003.
- [2] García-Tapial, J., Sánchez, F. *Proyecto de Rehabilitación del Monasterio de San Jerónimo de Buenavista para su adecuación a Centro Cívico*. Servicio de Rehabilitación y Renovación Urbana. Urbanismo. Ayuntamiento de Sevilla. España. 2004.
- [3] Decreto 2803/1964, de 27 de agosto, por el que se declaran conjuntos y monumentos histórico-artísticos diversas zonas y edificios en la ciudad de Sevilla. BOE de 12 de septiembre de 1964.
- [4] Jiménez-Alonso, J. F.; Sáez, A.: *Application of the operational modal analysis and modal updating methods for the characterization of the longitudinal modulus of an ancient reinforced concrete truss bridge in Almeria (Spain)*. In Fabio Biondini and Dan M. Frangopol (eds.), Bridge Maintenance, Safe-ty, Management, Resilience and Sustainability; Proc of the Sixth Intern IABMAS Conference, Stresa, Lake Maggiore. Italy. 8-12 July 2012. CRC press.
- [5] Ramos, L.: *Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures*. PhD Thesis, University of Minho. Portugal. 2007.
- [6] Augenti, N.; Parisi, F.; Acconcia, E. MADA: *online experimental database for mechanical modeling of existing masonry assemblages*. In Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon. Portugal. 24-28 September 2012.
- [7] CTE. Código Técnico de la Edificación. Ministerio de la Vivienda. España. 2006.
- [8] EHE. Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento. España. 2008.



## ***ANEJO G***

***Structural analysis of the  
Monastery of San Jerónimo of Buenavista. Seville.***



## **STRUCTURAL ANALYSIS OF THE MONASTERY OF SAN JERÓNIMO OF BUENAVISTA. SEVILLE.**

**Compán, Víctor<sup>1</sup>, Pachón, Pablo<sup>2</sup>, Cámara, Margarita<sup>3</sup>, Sáez, Andrés<sup>4</sup>**

1: Department of Building Structures and Ground Engineering.  
University of Seville  
E-mail: compan@us.es

2: Department of Building Structures and Ground Engineering.  
University of Seville  
E-mail: ppachon@us.es

3: Department of Building Structures and Ground Engineering.  
University of Seville  
E-mail: mcamara@us.es

4: Department of Continuum Mechanics and Structural Analysis  
University of Seville  
E-mail: andres@us.es

**KEYWORDS:** Finite Elements, Operational Modal Analysis, Monastery of San Jerónimo.

### **ABSTRACT**

The Monastery of San Jerónimo is a piece of heritage that is located in Seville (Spain). The construction of the monastery was initiated in 1414. In 1964, the monastery was declared heritage. Since then it has been subjected to some restorations. Recently, an intervention has been carried out in order to convert the monastery into a civic centre. The intervention consisted of the construction of a new building attached to two wings of the cloister.

The two-storey cloister is constituted of semicircular arches on the ground floor and segmental arches on the second one. Three of the four facades not kept on the second floor the corresponding vaults. The arches and vaults are executed in stone and the back wall in brick masonry.

The structural assessment of the current state of the monastery is being done by means of updating of FE models using OMA, an acceptable tool for the update of numerical models. Through its application, mechanical properties of structural elements, as stiffness or mass, can be obtained with great accuracy. For this reason, some Finite Element models and some dynamic in-situ tests have been done. As a result, a numerical model with similar dynamic behaviour than the observed in-situ has been achieved. This model has been used to evaluate the structural behaviour of the building. A historical analysis of the monastery, the followed methodology and the obtained results are the goal of this paper.



## 1. INTRODUCCIÓN

La construcción del Monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Figura 1) fue iniciada en 1414. Los restos que han llegado a nuestros días fueron puestos en valor principalmente a partir de su declaración en 1964 como monumento histórico artístico. Desde entonces ha sido sometido a intervenciones de consolidación, rehabilitación y a excavaciones arqueológicas. Actualmente se encuentra en ejecución un proyecto de rehabilitación y adecuación a centro cívico que ha requerido un análisis de las estructuras históricas, sobre todo de aquéllas que se mantienen vinculadas más directamente a los volúmenes edificados de nueva planta. Seguidamente se hará una descripción de la evolución que llevó a la configuración final del conjunto, de su estado y patologías iniciales y de la posterior intervención arquitectónica para luego llevar a cabo un análisis estructural de parte del claustro principal.

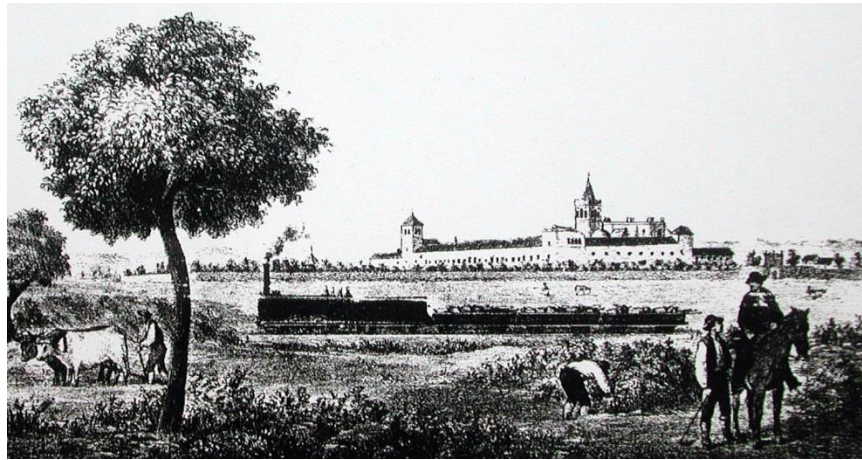


Figura 1: Grabado del Monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Sevilla)

## 2. EVOLUCIÓN HISTÓRICA

El Monasterio de San Jerónimo de Buenavista de Sevilla llegó a estar constituido por cinco edificaciones principales: la iglesia, el claustro de levante, el claustro principal, la torre y la imprenta (Figura 2).

La iglesia fue el primer edificio cuya construcción se finalizó, en el primer tercio del siglo XVI. Se trataba de una iglesia de estilo gótico, constituida por una nave central, dos alas de capillas, un ábside y una sacristía. Al mismo tiempo, se llevó a cabo el claustro de levante, constituido a partir de 24 pilares de ladrillo [1].

También en el primer tercio del siglo XVI, y al lado del claustro anterior, la construcción del claustro principal fue iniciada. Las obras no finalizaron hasta la primera mitad del siglo XVII. Es una construcción de estilo renacentista, y será nuestro objeto principal de estudio. En este caso, el patio es una construcción de piedra calcarenita y está configurado a partir de siete pilares en cada lado, columnas adosadas y arcos de medio punto. Las galerías, existentes en dos plantas, están delimitadas por muros de fábrica de ladrillo y cubierta por bóvedas vaídas. En la galería de planta alta los arcos son escarzanos (Figuras 3 y 4).

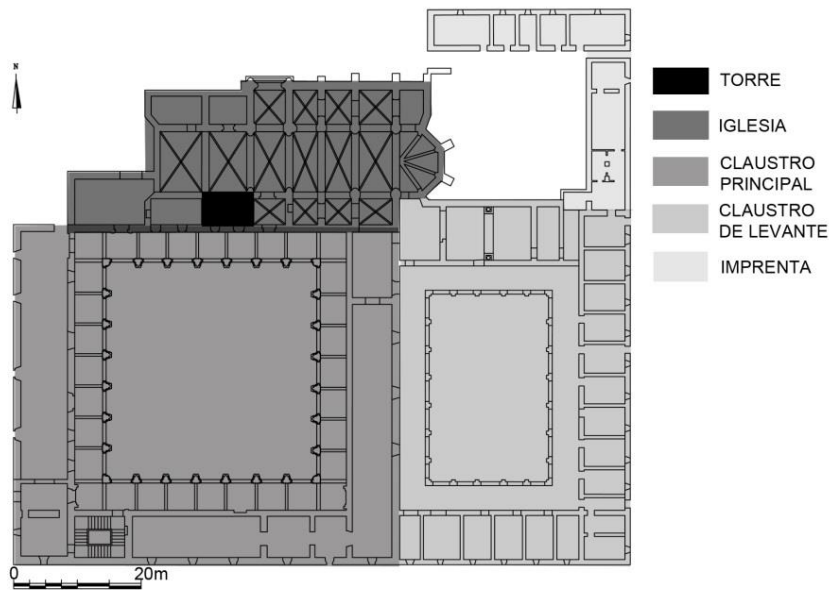


Figura 2: Disposición de las principales edificaciones que constituyen el conjunto



Figuras 3 y 4: Vistas de las fachadas sureste y suroeste del claustro principal.

La torre y la imprenta fueron los últimos edificios en ser construidos. Sus construcciones fueron iniciadas a finales del siglo XVI. La imprenta es una construcción independiente compuesta por dos grandes crujías unidas en L, que están conectadas con el claustro de levante y con la iglesia.

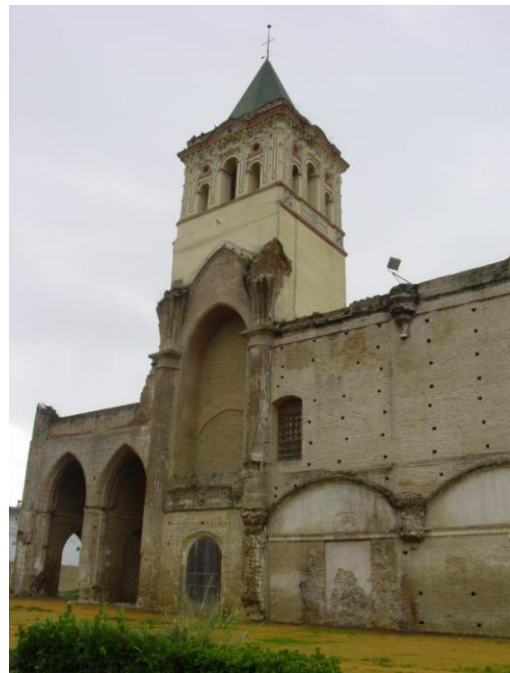
A mediados del siglo XVII, el conjunto estaba totalmente construido. Hasta principios del siglo XIX, los edificios fueron utilizados como un monasterio. Durante el siglo XVII había llegado a estar habitado por más de 150 frailes. Sin embargo, en 1809 el clero regular fue extinguido. Este acontecimiento provocó que entre 1815 y 1820 el monasterio sufriera saqueos muy destructivos, con grandes incendios [2]. En 1823 el edificio volvió a ser usado por frailes, pero finalmente, en 1835, los frailes abandonaron el conjunto debido a la destrucción de la iglesia. Las instalaciones pasaron a ser utilizadas como fábrica de cristales, lo cual provocó cambios en la configuración arquitectónica de la torre y de la iglesia. La torre sería vaciada para ser utilizada como secadero. Después de esto, el proceso de degradación del conjunto continúa, culminando con el uso como cebadero de cerdos que se prolongaría hasta avanzado el siglo XX.

En 1964, el conjunto fue declarado monumento histórico artístico [3]. Después de este hecho, algunas obras de consolidación fueron llevadas a cabo en 1966. Sin embargo, los restos del conjunto volverían a sufrir daños provocados por el terremoto de 1969.

En 1984, el conjunto pasaría a ser propiedad del Ayuntamiento de Sevilla y, desde entonces distintas operaciones de rehabilitación y recuperación funcional de los elementos del conjunto han sido realizadas.

### 3. CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA INICIAL Y PATOLOGÍAS MÁS RELEVANTES

A día de hoy, la iglesia y el claustro este están prácticamente desaparecidos, solo dos capillas y el muro anexo al claustro principal se conservan [1]. Por otra parte, del claustro renacentista se conserva la planta baja y, de la planta alta, la estructura vertical con algunas cubiertas de la galería norte (Figura 5). La torre también se mantiene en pie, aunque sin elementos interiores (Figuras 6).



Figuras 5 y 6: Vista de la galería superior del claustro principal. Vista de la torre.

Por otro lado, excavaciones arqueológicas llevadas a cabo en 2003 condujeron al hallazgo de dos cámaras subterráneas abovedadas.

Las patologías detectadas tienen relación con los siguientes aspectos: fisuración de elementos estructurales, fisuración en elementos auxiliares, deformaciones excesivas, fallos en las cimentaciones, concentración de humedades, corrosiones de elementos metálicos, disgregación, agrietamientos, hinchamientos y ataques de las fábricas, etc.

Dentro de lo anterior, destacamos las siguientes patologías:

- Deformaciones en algunos de los arcos del claustro con separaciones entre las piezas que los constituyen (fachada oeste, fachada este, fachada sur). Las separaciones entre piezas se dan principalmente en las claves de los arcos afectados.

- El estado del quinto pilar de la fachada norte condujo a que en la década de los años 70 fuera totalmente repuesto con piedra de la cantera original.
- En todas las fachadas del claustro, se detectan en los pilares erosiones y roturas de la piedra que suponen pérdida de masa.
- Se detectan fisuras a señalar en los muros este y sur de las fachadas del claustro. Se trata de fisuras verticales cuyos grosores varían entre 0.1 y 0.3mm.
- Grietas en la conexión de las bóvedas de la galería este con muro interior de la misma.

#### 4. ACTUACIÓN ARQUITECTÓNICA

Actualmente, el Proyecto de Rehabilitación del Monasterio de San Jerónimo de Buenavista para su Adecuación a Centro Cívico está siendo realizado. El proyecto básicamente consiste en la reconstrucción de las crujías sur y este y su acondicionamiento para su utilización como centro cívico del barrio en el que el monasterio ha quedado incluido.

La principal premisa del proyecto es respetar los restos existentes del antiguo monasterio, de tal manera que sea identificable lo contemporáneo frente a lo histórico. Un lenguaje neutro arquitectónico dentro de unas claves actuales en las nuevas edificaciones es usado[2]. Desde un punto de vista estructural, un sistema mixto de muros de carga y pilares que sustentan jácenas de gran canto es usado para construir la nueva edificación. (Figura 7).



Figura 7: Imagen de la reconstrucción de la crujía este. Planta superior.

#### 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Una de las dificultades que nos encontramos en este ejemplo de cara a realizar un estudio de la estabilidad del conjunto es la de identificar de forma precisa, por un lado, los rellenos de las bóvedas y, por otro, todas las propiedades del material. Como también es sabido, los niveles de humedad sobre los elementos estructurales principales van a modificar el módulo de elasticidad de manera significativa en este tipo de piedra [4].

Debido a estos aspectos, la determinación de las propiedades mecánicas y la rigidez del conjunto resulta difícil de ajustar a la realidad. En este caso, se ha realizado para ello un estudio inicial mediante un análisis modal operacional (OMA) para ajustar con mayor precisión la densidad y la rigidez del claustro principal [5].



En la actualidad se ha estudiado el ala norte. Dado que es la más flexible y que no presenta grandes patologías, podremos identificar con más claridad más modos de vibración y, por lo tanto, la actualización de la rigidez y la masa va a poder aproximarse con mayor precisión.

La campaña experimental se ha desarrollado tomando un total de 28 medidas de 12 minutos de duración mediante 8 acelerómetros uniaxiales de fuerza balanceada, situando 2 de referencia en planta primera y dos en planta cubierta, para así identificar tanto modos de flexión como de rotación. Una vez filtradas y tratadas las señales mediante el programa ARTeMIS [6] se han identificado 4 modos de vibración (Tabla 1 y Figura 8).

Tabla 1: Comparación entre las frecuencias naturales identificadas mediante la campaña experimental mediante los métodos de identificación SSI (Identificación en el Subespacio Estocástico) y EFDD (Descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia) y las identificadas mediante el Método de los Elementos Finitos (MEF)

Nº MODOS	SSI (Hz)	EFDD (Hz)	MAC SSI/EFDD ARTeMIS	MEF (Hz) Abaqus
1	2.01	2.01	0.99	1.99
2	3.00	3.04	0.97	3.03
3	3.72	3.73	0.99	3.5
4	4.94	4.89	0.97	4.78

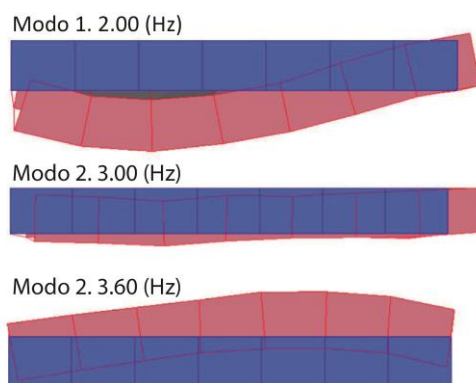


Figura 8: Modos de vibración identificados mediante OMA.

Una vez identificados los modos de vibración de manera experimental se ha realizado un modelo numérico aplicando el Método de los Elementos Finitos mediante el programa Abaqus 6.9-1 [7]. En dicho modelo se han ajustado los valores de la densidad y el módulo de deformación longitudinal del material hasta hacerlo presentar un comportamiento análogo al obtenido mediante la aplicación de OMA. De este modo se consigue que los resultados obtenidos del análisis estructural del modelo sean más próximos al comportamiento real de la estructura.

Como primera aproximación al análisis estructural, se presenta a continuación en las Figuras 9 y 10 el estado tensional de las bóvedas de planta primera de la crujía norte. En ellas se aprecia un buen comportamiento a tracción, con valores próximos a 0.1 MPa y con valores muy bajos de tensiones de compresión, con un reparto homogéneo de las cargas. Sin embargo, sí se aprecia un cierto nivel de tensiones de tracción en la

cara exterior de las pilastras que conforman el claustro, tensiones que deben ser tenidas en cuenta en un análisis más general donde esté presente el edificio completo.

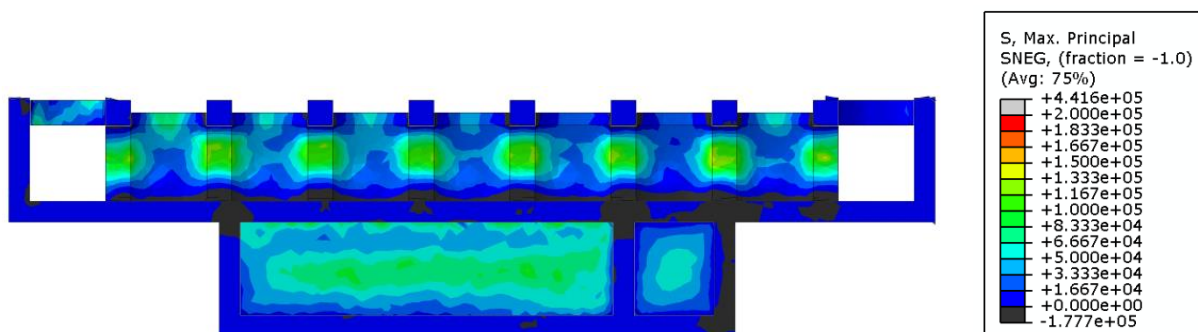


Figura 9: Tensiones principales de tracción. Planta primera. Crujía norte.

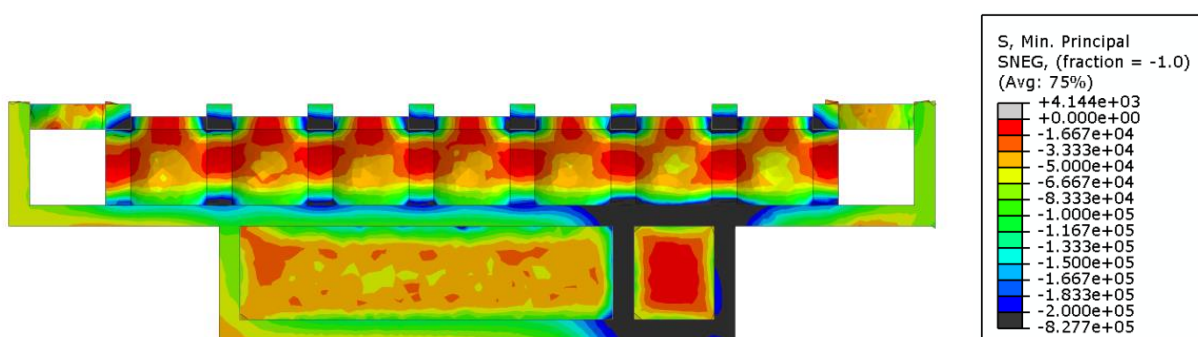


Figura 10: Tensiones principales de compresión. Planta primera. Crujía norte.

## 6. CONCLUSIONES

La técnica utilizada de OMA ha sido válida para identificar cuatro modos de vibración, número suficiente para poder ajustar las propiedades del material y validar el modelo de cálculo.

Señalar el buen comportamiento de las bóvedas, aunque existen tensiones de tracción en los pilares elevadas que requerirían un estudio más detallado de los mismos.

## 7. AGRADECIMIENTOS

Nuestro más sincero agradecimiento a la Gerencia Municipal de Urbanismo del Ayuntamiento de Sevilla, en especial a D. Fernando Sánchez Navarrete, por su disposición y facilidades dadas para poder haber realizado el presente estudio.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Pozo, F., Gil, R., Méndez, E. *Intervención arquitectónica puntual en Monasterio de San Jerónimo de Buenavista (Sevilla)*. Memoria final (2003).



- [2] García-Tapial, J., Sánchez, F. *Proyecto de Rehabilitación del Monasterio de San Jerónimo de Buenavista para su adecuación a Centro Cívico*. Servicio de Rehabilitación y Renovación Urbana. Urbanismo. Ayuntamiento de Sevilla (2004).
- [3] *Decreto 2803/1964, de 27 de agosto, por el que se declaran conjuntos y monumentos histórico-artísticos diversas zonas y edificios en la ciudad de Sevilla*. BOE de 12 de septiembre de 1964.
- [4] Rodríguez-Mayorga, E., Yanes, E., Compán, V., Sáez-Pérez, A. La restauración del templo parroquial de San Dionisio(Jerez de la Frontera, España). La inyección como método de reparación de estructuras de fábrica. *Informes de la Construcción*. Vol. 65, nº529 (2013). Doi:10.3989/ic.11.130.
- [5] Ramos, L. F., L. Marques, P. B. Lourenço, G. De Roeck, A. Campos-Costa and J. Roque. Monitoring Historical Masonry Structures with Operational Modal Analysis: Two Case Studies. *Mechanical Systems and Signal Processing* 24 (5): 1291-1305 (2010).
- [6] Structural Vibration Solution A/S. ARTeMIS Extractor.
- [7] DASSAULT SYSTEMES, SIMULIA, ABAQUS v.6.9-1







## AMBIENT VIBRATION TESTING, DYNAMIC IDENTIFICATION AND MODEL UPDATING OF A HISTORICAL BUILDING. CHAPEL OF THE WÜRZBURG RESIDENCE (GERMANY)

*Pablo Pachón<sup>1</sup>, Víctor Compán<sup>2</sup>, Javier Fdo. Jiménez Alonso<sup>3</sup>.*

<sup>1</sup> PhD Candidate. Department of Building Structures and Geotechnical Engineering. University of Seville (Spain). [ppachon@us.es](mailto:ppachon@us.es).

<sup>2</sup> Associate Professor. Department of Building Structures and Geotechnical Engineering University of Seville (Spain). [compan@us.es](mailto:compan@us.es).

<sup>3</sup> PhD Candidate. Department of Building Structures and Geotechnical Engineering. University of Seville (Spain). [jfjimenez@us.es](mailto:jfjimenez@us.es).

### ABSTRACT

One of the main difficulties that can be detected in a historical building structural analysis is the high level of uncertainty associated with many factors affecting the behavior of the structure. Slight modifications of the mechanical properties of the structural materials, the soil-structure interaction or even the building construction process may be the cause of high changes between the results obtained from a numerical analysis and others estimated experimentally. Among the non-destructive techniques, the finite element model updating from the dynamic modal parameters identified experimentally, allows the adjustment of these models in order to obtain a more accurate estimation of behaviour of the structure. In the present paper, the implementation of this technique on the Chapel of the Würzburg Residence (Germany), one of the most important churches of the Central European Baroque has been presented. The experimental modal parameters have been estimated from the operational modal analysis of the signals measured at different points of the structure during an ambient vibration test. The correlation between the numerical and experimental modal parameters after the updating process is adequate.

*Keywords: Historic construction, Operational modal analysis, Model Updating., Würzburg Residence.*

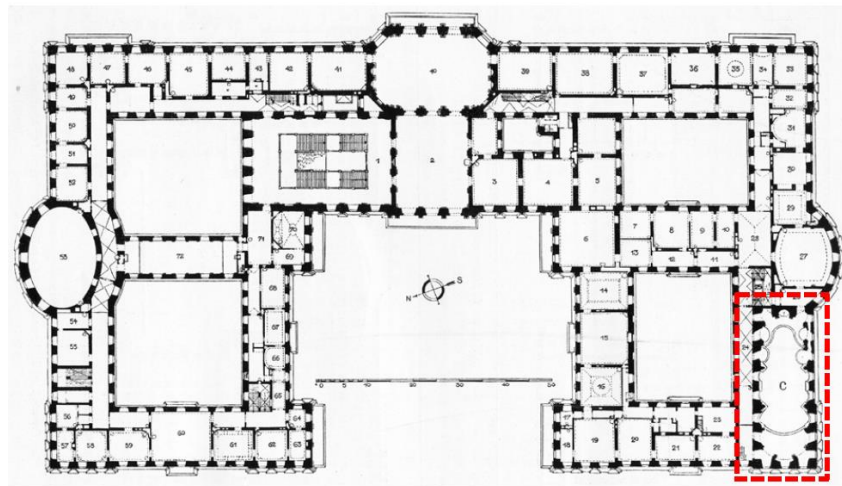
### 1. INTRODUCTION.

The chapel, purpose of this study, is integrated in the Würzburg Residence [1], a large construction belonging to the German Baroque, which was declared a World Heritage Site by UNESCO in 1981 (Figure 1). The construction of the Residence dates from the early eighteenth century when the Schönborn family decided to build a palace to relocate the Episcopate. Balthasar Neumann [2, 3] was its main work master for over thirty years.



**Figure 1.** Würzburg Residence (Germany).

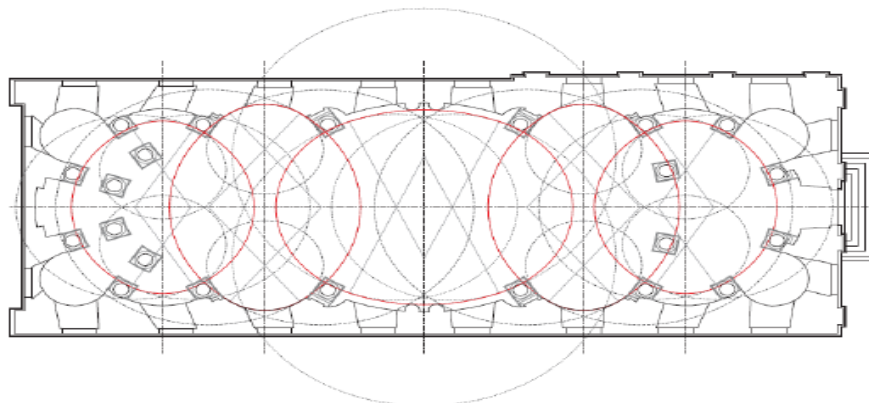
In the different phases of the design of the chapel, it was positioned in different places until Balthasar Neumann moved it to the south-east of the Residence (Figure 2). Its design was consulted, in Paris, to Robert de Cotte and Gabriel Germain Boffrand, with prestigious recognition and extremely knowledge about this kind of buildings. The first of them is responsible for the design of the main staircase, determined by a great interested vault, not only by its paintings, but also by its structural solution and constructive proposal.



**Figure 2.** Localization of the chapel in the plan of the Würzburg Residence.

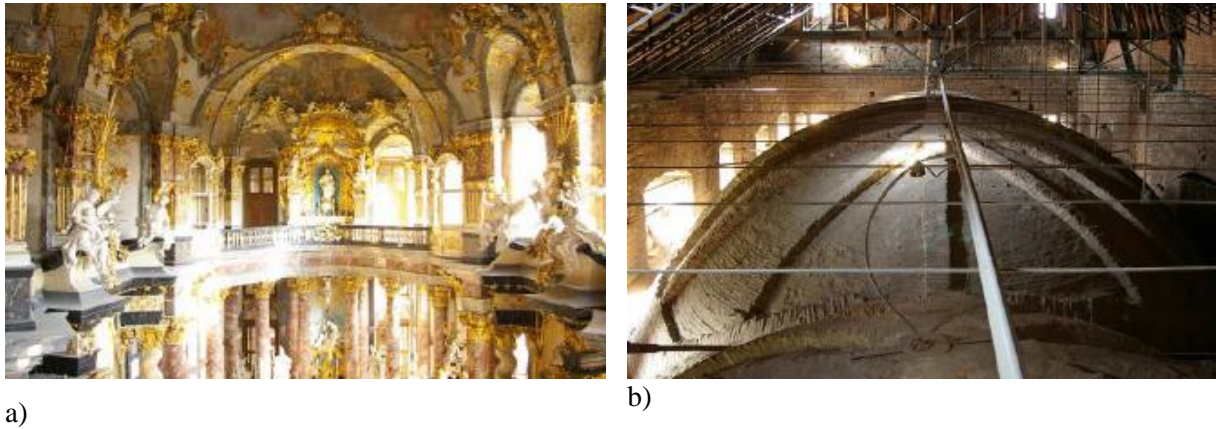
## 2. ARCHITECTURAL CONFIGURATION.

The architectural configuration of the chapel presents a spatial view with a clear longitudinal character, being composed of three main longitudinal cells connected by two other lateral ones (Figure 3). The walls are very slim with a 15.2 m of height and 1.50 m of thick, and a high percentage of voids, greater than 50% of the surface of the facade.



**Figure 3.** Study of the trace of the Chapel of the Würzburg Residence.

The domes are masonry surfaces of bricks with 30 cm of thick, grown in a single lawyer, reinforced at its base by increasing the thickness till 45 cm. The reinforcement is also presented in the radial ribs reaching a section of 45x45 cm (Figure 4). In the construction process of the domes, the nerves are built alongside the rest of the sheet.

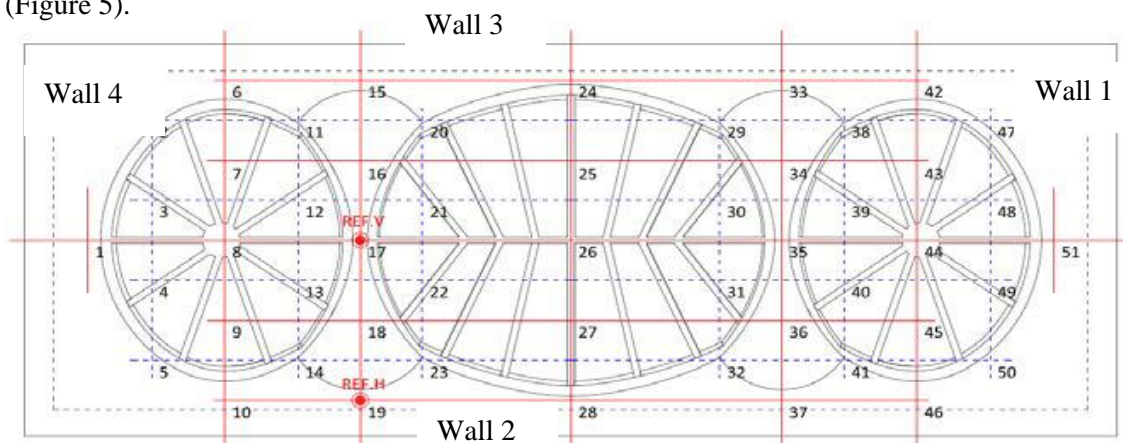


**Figure 4.** a) Interior and b) exterior view of the Chapel of the Würzburg Residence.

### 3. AMBIENT VIBRATION TEST.

For the definition of the ambient vibration test a preliminary numerical modal analysis has been performed using the Ansys software. Due to the complexity of the shape, a 3D brick element (8 nodes per element) has been used to define the structural model of the chapel. In order to focus the study to the dome, the effect of the lateral walls has been determined, in a simplified way, through two spring elements whose stiffness corresponds to the flexural rigidity of the wall in the considered direction. In the same way, the following material properties have been considered for the constituents materials:  $E$  (MPa) = 1100;  $\nu$  = 0.2;  $\rho$  (Kg/m<sup>3</sup>) = 1980 and  $k_h$  = 9000 kN/m [4]. The horizontal stiffness of the walls has been determined considering that these elements have been made with the same material than the rest of the chapel and assimilating their behavior to a cantilever. Finally, a numerical modal analysis of the structure has been developed to estimate the numerical natural frequencies of the chapel (Table 2). The first three numerical vibration modes have been shown in Figure 8. The effect of the lateral walls has been simulated dividing the structure in four zones, the wall 1 and 4 corresponding to the lateral domes and walls 2 and 3 corresponding to the main dome.

The above finite element modal has been used to localize the more adequate position for the reference accelerometers, the points with more modal displacements for the first considered vibration modes (Figure 8), being located the intersection between domes and in the lateral sides of the main dome (Figure 5).



**Figure 5.** Localization of the accelerometers (17 and 19 references).



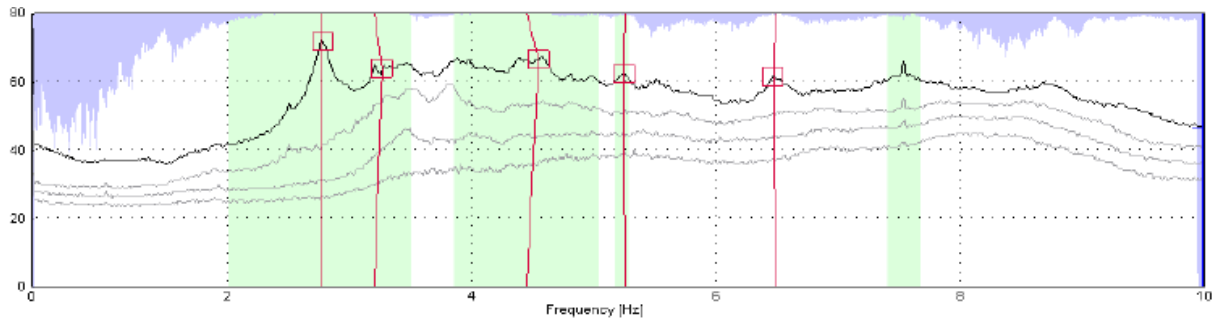
The monitoring of the structure (Figure 6) has been made using a data acquisition central (Granite) and eight uniaxial accelerometers (Episensor) of the Kinemetrics company. The accelerometers (6 mobiles and 2 references) have been located according to Figure 5. At each point, the accelerometers have been placed in the three spatial directions (vertical, lateral and longitudinal). Twenty-six measurements have been made using the eight accelerometers in each series and 10 minutes of duration per each series.



a) b)  
**Figure 6.** a) Data acquisition central, computer equipment and b) force balanced accelerometer

#### 4. OPERATIONAL MODAL ANALYSIS.

The above recorded measured were processed by two operational modal analysis methods, one in frequency domain (Figure 7), Enhanced Frequency Decomposition (EFDD) and one in the time domain, Subspace Stochastic Identification (SSI). Both methods [5, 6] are implemented in the Artemis software.



**Figure 7.** Response spectrum. Identification of the modal parameters by EFDD method.

Both methods identify five vibration modes, inside a frequency range 0-10 Hz. The obtained results and their MAC ratios are shown in Table 1.

**Table 1.** Experimental identification of the modal properties.

Vibration Mode	Natural Frequency [Hz]			M.A.C.
	EFDD	SSI	$\Delta f$ [%]	
1	2.769	2.769	0.00	0.99
2	3.300	3.285	0.61	0.87
3	4.466	4.519	1.40	0.88
4	5.249	5.262	0.24	0.90
5	6.481	6.481	0.00	0.82

In order to carried out an estimation of the correlation between the numerical and experimental modal parameters, the relative differences between the natural frequencies and the modal assurance criterion ratios (M.A.C) have been obtained for the first three identified vibration modes (Table 2 and Figure 8). Only the first three vibration modes have been considered due to the local character of the fourth and fifth identified vibration modes.

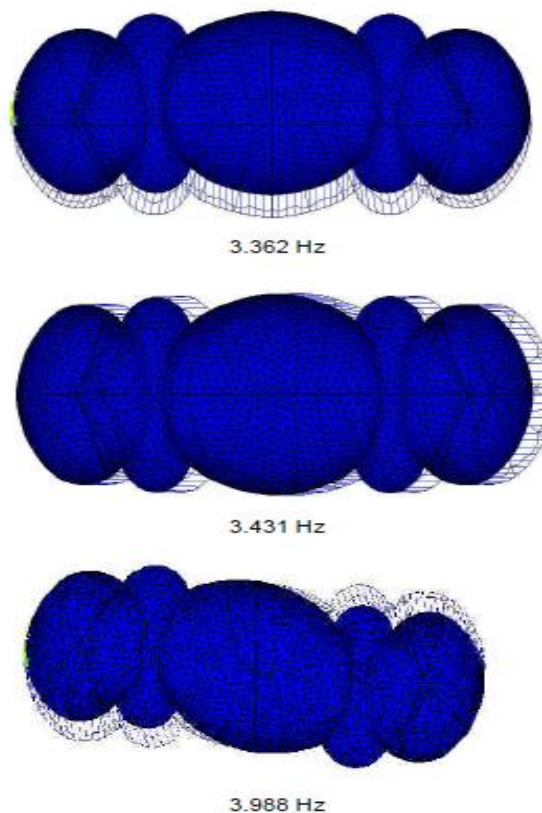
**Table 2.** Numerical/Experimental vibration modes.

Vibration Mode	Natural frequencies [Hz]		$\Delta f$ [%]	M.A.C.
	Numerical	Experimental (EFDD)		
1	3.362	2.764	21.63	0.93
2	3.431	3.285	4.44	0.77
3	3.988	4.539	12.13	0.29

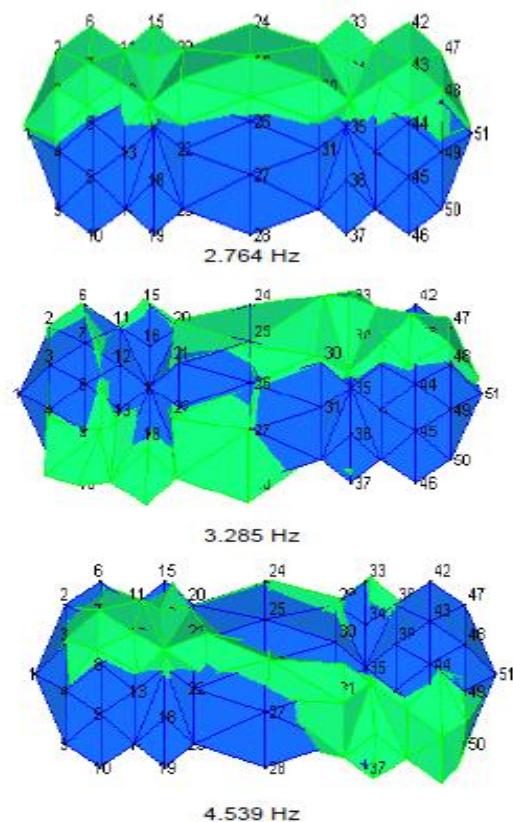
Despite the use of a very detailed finite element model, the errors between the experimental and numerical modal parameters are really high, being necessary to make an adjustment of the finite element model of the structure in order to guarantee that the numerical model was able to model adequately the behavior of the structure.

Analyzing Figure 8, the first and third experimental vibration modes show a lateral deflection behavior, while the second vibration model corresponds to a longitudinal deflection of the chapel. In that last case, the relative displacement of the different measured points is not so marked so the goodness of the results is not good enough to consider these coordinates in the finite element model updating process of the chapel.

**Initial Numerical Vibration Modes**



**Experimental Vibration Modes**



**Figure 8.** Numerical versus experimental vibration modes.

## 5. FINITE ELEMENT MODEL UPDATING.

The easiest way to perform a finite element model updating is minimizing the relative differences between the numerical and experimental results [7]. The equation created with this aim is usually defined by the formulation of a least square problem. This function must be optimized by a global optimization algorithm. In order to assess the goodness of the updating process the correlation among the natural frequencies, vibration modes and M.A.C. ratios are obtained. The acceptance criterion of this last ratio has been established in values upper than 0.90.

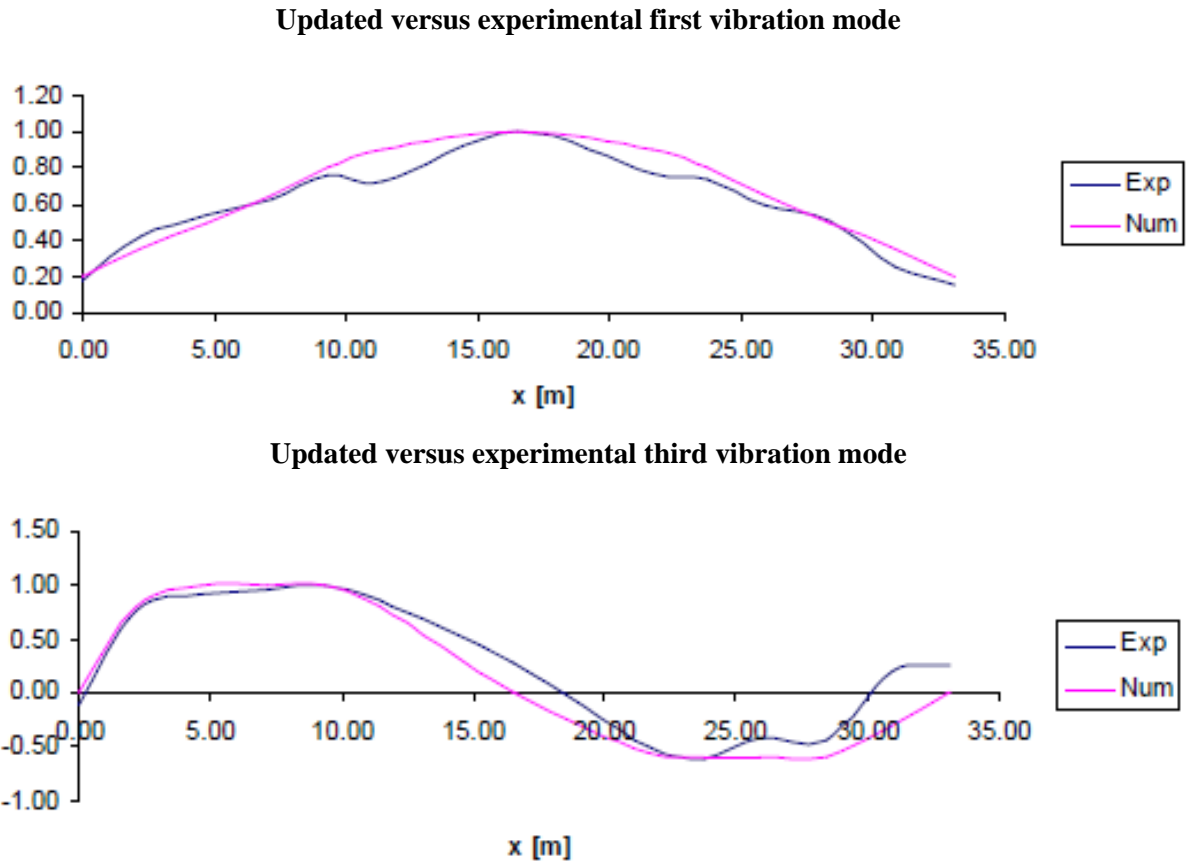
An especial care must be taken in the selection of the identified parameters, so they must be sufficiently reliable to avoid problems in the convergence of the iteration method. On the other hand, the grid of measures must be dense enough to avoid spatial aliasing problems associated with the determination of the M.A.C. ratios [8].

Normally, the finite element model updating process begins with a previous manual adjustment of the natural frequencies in order to facilitate the optimization process of the least square problem given the high singularity of the objective function. In this case, given the relative differences between the numerical and experimental natural frequencies obtained from the preliminary numerical analysis and the likeness between the numerical and experimental modal shapes, this phase has been neglected during the present updating process. Secondly, the physical parameters of the structure that influence more the dynamic behavior of the structure must be selected. A sensitivity study has been performed among the possible parameters [8], being selected the seven physical parameters described in Table 3. The selection of more parameters would make more difficult the physical understanding of the updating process. Finally, the finite element model updating has been performed through the implementation of the optimization algorithm in the Matlab software [9].

**Table 3.** Range of variation of the physical parameters selected.

Parameters	Minimum	Updated	Maximum
Young's Modulus dome [MPa]	1000	1650	4000
Young's Modulus ribs [MPa]	1000	1610	4000
Young's Modulus starting wall [MPa]	1000	1670	4000
Long. stiffness wall 1&4 [kN/m]	200	410	2000
Lat. stiffness wall 2&3 [kN/m]	200	415	2000
Lat. stiffness wall 1&4 [kN/m]	200	1975	2000
Long. stiffness wall 2&3 [kN/m]	200	1506	2000

The objective function has been defined from the residues obtained from the differences between the numerical and experimental natural frequencies corresponding to the first three vibration modes and the normalized modal coordinates of the two lateral vibration modes (Figure 9). The convergence process has been improved creating so experimentally so numerically, vectors with the mean values of the modal coordinates, obtained from eleven sections made on the structure in the longitudinal direction. These sections are correlated with the grid defined during the ambient vibration test. According to this criterion, the objective function has been defined by 25 residues (3+2x11), optimized through the implementation of a global optimization algorithm, genetic algorithms, using a population of 1000 vectors, and being reached the minimum after 50 iterations.



**Figure 9.** Correlation between the first and third numerical and experimental vibration modes.

## 6. DISCUSSION OF THE RESULTS.

The change of the physical parameters (Table 3) suggests certain reduction of the stiffness of the modelled materials according to the deterioration and cracking level of this kind of constructions. This stiffness reduction is especially marked in the case of the lateral walls, very slender. The updating process improves the correlation between the numerical and experimental natural frequencies, reducing the relative differences between natural frequencies and increasing the values of the M.A.C. ratios (Table 4) through the change of the seven selected physical parameters. All the parameters show values inside an acceptable physical range, facilitating the adequate understanding of the updating process and validating the convergence of the optimization method used. On the other hand, for the development of further studies, given the magnitude reached by several parameters, it is possible to reduce the number of physical parameters in the finite element model updating process.

**Table 4.** Updated/Experimental vibration modes.

Vibration Mode	Natural frequencies [Hz]		$\Delta f$ [%]	M.A.C.
	Numerical	Experimental (SSI)		
1	2.784	2.764	0.70	0.95
2	3.366	3.285	2.46	0.91
3	4.542	4.539	0.06	0.89

## 7. CONCLUSIONS.

The development of a finite element model of a historic construction based on the results of the material properties of local tests and the best technical judgment does not guarantee that this initial model allows estimating reasonably the modal parameters (natural frequencies and modal shapes) of the structure, even if the numerical model has a high level of details. The first three vibration modes of the Würzburg Chapel have been estimated by the application of the operational modal analysis methodology to the measurements made during an ambient vibration test. Comparing the experimental parameters and the initially ones, obtained from a numerical finite element model, high relative differences between natural frequencies and vibration modes were obtained. In order to reduce this differences a finite element model updating process has been carried out, modifying the value of seven physical parameters of the model. After the adjustment; the correlation between the numerical and experimental natural frequencies and the values of the M.A.C. ratios of the three selected vibration modes has been increased significantly. All the modifications of the physical parameters are inside a physically acceptable variation range, so the technical interpretation of the results is easy, the global success of the updating process is validated. The adjustment of the parameters suggests that the main variable that governs the dynamic behavior of the first three vibration modes of the chapel is the stiffness of the lateral walls, being its value lower than the considered initial value in the finite element model.

## ACKNOWLEDGEMENTS

This work was partially funded by the Andalusia Department for Science under the excellence research project P12-TEP-2068, “Tratamiento y Recuperación del Patrimonio Edificado. La Inyección como Método de Consolidación de Estructuras de Fábrica”.

## REFERENCES

- [1] Norberg-Schulz, C. 1993. Kilian Ignaz Dientzenhofer y el barroco bohemio. Oikos Taus. 84-0809-9.
- [2] Wilfried Hansmann. 2003. Balthasar Neumann. Dumont. 3-8321-7167-3.
- [3] Compán Cardiel, V. 2011. Comportamiento estructural de las geometrías arquitectónicas del barroco centroeuropeo. PhD Thesis. Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno. Universidad de Sevilla
- [4] Neuwald-Burg, C., Bohne, D. 1996 Trag- und Verformungsverhalten historischen Ziegelmauerwerks. Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Ernst & Sohn, Berlin.
- [5] Ramos, L. 2007. Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures. PhD Thesis, University of Minho.
- [6] Ramos, L. F., Aguilar, R., Lourenço, P., Moreira, S. 2012. Dynamic Structural Health Monitoring of Saint Torcato Church. Portugal. Mechanical Systems and Signal Processing.
- [7] Mottershead, J.E., Friswell, M.I., 1993. Model Updating in structural dynamics: a survey. Journal of Sound and Vibration 167 347-375.
- [8] Zivanovic, S., Pavic, A., Reynold, R., 2007. Finite element modelling and updating of a lively footbridge. The complete process. Engineering Structures, Vol. 301(1-2), pp. 126-145.
- [9] Teughels A., 2003. Inverse modelling of civil engineering structures based on operational modal data. Ph.D. Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2003.

## ***ANEJO I***

***Structural safety assessment of geometrically  
complex masonry vaults by non-linear analysis.  
The Chapel of the Würzburg Residence (Germany).***





# Structural safety assessment of geometrically complex masonry vaults by non – linear analysis. The Chapel of the Würzburg Residence (Germany).

Víctor Compán<sup>1</sup>, Pablo Pachón<sup>2\*</sup>, Margarita Cámara<sup>3</sup>,  
Paulo B. Lourenço<sup>4</sup>, Andrés Sáez<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Professor, Dep. of Building Structures and Soil Engineering, University of Seville, Spain.

<sup>2</sup>, Researcher Dep. of Building Structures and Soil Engineering, University of Seville, Spain.

<sup>3</sup> Professor, Dep. of Building Structures and Soil Engineering, University of Seville, Spain.

<sup>4</sup> Full Professor, IRISE, Department of Civil Engineering, University of Minho, Portugal.

<sup>5</sup> Full Professor, Dep. of Continuum Mechanics and Structural Analysis, University of Seville, Spain.

## ABSTRACT

This paper addresses the structural safety assessment of the Chapel of the Würzburg Residence (Germany), one of the most important churches of the Central European Baroque. It was declared as World Heritage Site by UNESCO in 1981, one of its most unique and distinctive characteristics is the geometry of its complex vaults. Intersections between vaults are warped and vaults surfaces were built using only one layer of brick masonry. In this work, a nonlinear finite elements (FE) model has been developed and used to assess the structural safety of the building. In order to update the model by identifying the dynamic response of the building, experimental ambient vibration tests have been previously subsequently carried out. Operational modal analysis (OMA) has been used to experimentally identify both modal displacements and natural frequencies. The numerical FE model is then adjusted using genetic algorithms until its dynamic response resembles that experimentally observed, thus providing a valid model to further analyse the structural behaviour of the building. After briefly describing the Chapel, the methodology followed to update the numerical model and the obtained results from a non-linear analysis on this over-complex vaulted structure are the main goals of the paper.

---

\*Corresponding author. Tel.: +34 652795037; tel: +34 954556603.

E-mail addresses: [ppachon@us.es](mailto:ppachon@us.es) (P.Pachón), [compan@us.es](mailto:compan@us.es) (V.Compán), [mcamara@us.es](mailto:mcamara@us.es) (M.Cámara), [pbl@civil.uminho.pt](mailto:pbl@civil.uminho.pt) (P. Lourenço), [andres@us.es](mailto:andres@us.es) (A. Sáez)

## **Keywords:**

Masonry vaults, ambient vibration test, historical building, Chapel of the Würzburg Residence, Operational Modal Analysis, FE model updating, non-linear analysis, genetic algorithms.

## **Highlights:**

Geometrically complex brick masonry vaults have been analysed to assess their structural safety. Ambient vibration tests and operational modal analysis technique are used to dynamically characterise historical masonry vaults. Genetic algorithms are used for numerical models updating. Updated FE model is used to perform a nonlinear analysis

## **1. INTRODUCTION**

The Würzburg Residence is a large German Baroque construction built during the first half of the 18<sup>th</sup> Century, see Fig. 1. It was declared a World Heritage Site by UNESCO in 1981. The chapel is integrated into the main building and is located on its south-west corner. This chapel is a very singular construction, mainly due to the configuration of its vaults, with a complex spatial geometry, which includes warped intersections between them, and due to the high level of technology required from a construction point of view. In this sense, it is one of the few examples that can be found in Europe with this level of complexity [1].



**Figure 1.** Front of the Würzburg Residence (Germany).

One of the main difficulties that need to be addressed in structural analysis of historical buildings is the level of uncertainty associated with many factors affecting the behaviour of the structure. Aspects like the mechanical properties of the structural materials, the building construction process, the connections between structural parts or the cracking condition of the building may cause important changes between

the results obtained from a numerical analysis and those experimentally observed [2]. In this sense, non-destructive techniques appear as useful tools to provide information about the structural behaviour of the building. In particular, dynamic properties provided by ambient vibration techniques have proved to be quite well-suited to validate and update numerical models [3].

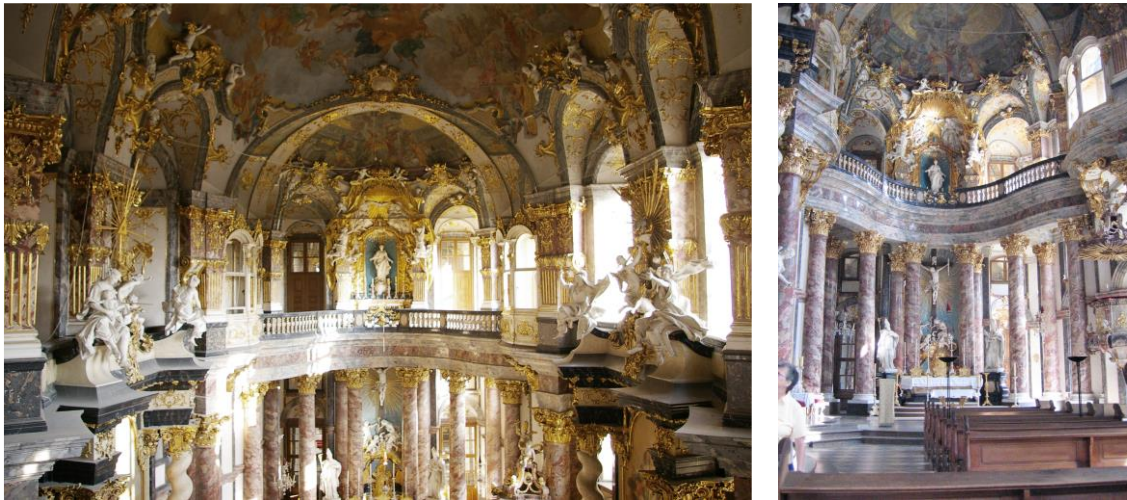
Operational Modal Analysis (OMA) has consolidated as one of the most adequate methods to estimate the modal parameters of a structure. Due to the fact that it is a non-destructive and non-invasive technique and that it can be performed under service conditions, OMA is currently recognised as a quite convenient technique to dynamically characterise historical buildings, where the use of stronger external excitation, such as impact hammers or shakers, is inadvisable. Subsequently, modal properties provided by the application of OMA allows the adjustment of numerical models in order to obtain an accurate estimation of the actual behaviour of the structure. In this sense, updated FE models can be used to carry out a structural analysis under existing conditions or further predict the effects of different structural situations that the structure could undergo. In the last decades, many cases of application of ambient vibration tests to update numerical models can be found in historical buildings [4, 5, 6, 7]. However, the applications of OMA to assess structural behaviour of specific complex parts of a building, such as domes or vaults, are much more limited [8, 9].

The main purpose of this study is to evaluate the current structural state of the vaults of the chapel in order to gain further knowledge over such complex structure and estimate its current safety level. A brief description of the chapel, the methodology followed to dynamically characterise the building, the updating process and the results obtained from a nonlinear analysis will be presented in this paper. The paper is organised as follows: Section 2 summarizes the main characteristics of the chapel together with a historical overview and a brief description of its architectural configuration. Section 3 presents the dynamic characterisation of the vaults of the chapel by using the Operational Modal Analysis method. It further describes the initial finite element model developed to estimate the modal parameters of the system. Section 4 is devoted to discuss the updating of the finite element model based on the experimentally obtained modal parameters. The resulting finite element model is then used to analyse the nonlinear behaviour of the vaults until failure in section 5. Finally, Section 6 draws the main conclusions of this study.

## 2. CHAPEL OF THE WÜRZBURG RESIDENCE

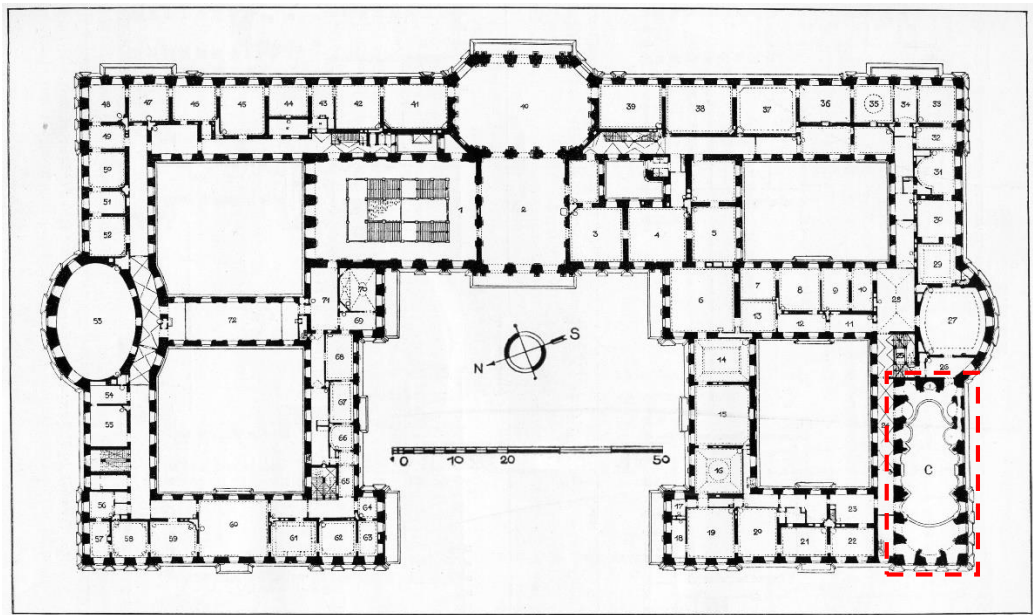
### 2.1 Historical Aspects

The construction of the Würzburg Residence [10, 11] dates from the early eighteenth century when the Schönborn family decided to build a palace to relocate the Episcopate. Balthasar Neumann [12, 13] was the main work master for over thirty years. The Chapel exhibits an impressive Baroque decoration, see Fig. 2.



**Figure 2.** Chapel of the Würzburg Residence. Altar views.

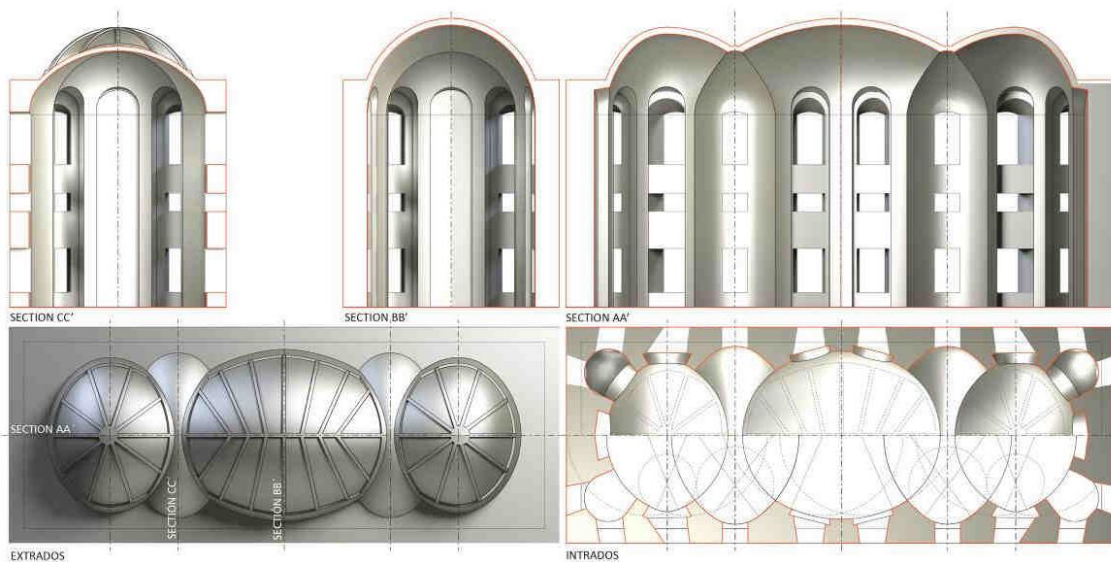
During the building design process, the chapel was positioned at different places within the whole complex, until Balthasar Neumann, finally, located it at the south-west corner of the Residence (Fig. 3). Johann Dientzenhofer was involved in the design of the chapel [14]. He was a German architect with a wide experience on the design and construction of geometrically complex brick masonry vaults.



**Figure 3.** Würzburg Residence. Location of the chapel at the SW corner.

## 2.2 Architectural configuration and construction

The architectural configuration of the chapel presents a spatial view with a clear longitudinal character, composed by three main spatial cells connected by two other cells, as illustrates Fig. 4. The walls are particularly slender (15.2 m high with a variable thickness, between 1.20 and 2.00 m) and with a high percentage of voids, greater than 50 % of the façade surface.



**Figure 4.** Study of the trace of the Chapel of the Würzburg Residence.

There are two main reasons why the chapel vaults are unique in their complexity. A first feature, from a geometrical point of view, is that the ceiling is made by five in-plan oval vaults with warped intersections



among them (Fig. 4). Each one of these intersections was geometrically determined by the intersection between two cylinders with orthogonal axis and different diameters. These cylindrical shape was essential in the construction process, because intersections were defined first as edges of the vaults boundaries, and then the surface of the vaults was built according to the intersections. A second feature is that the construction technique used was quite refined. Vaults surfaces are made of only one layer of brick masonry (30 cm thick), with neither ribs nor any sort of local reinforcement at warped intersections [11]. For constructive reasons, vaults only increase 15 cm their thickness at their base and at small radial ribs located on selected locations of the three main vaults (Fig.4 and Fig. 5).



**Figure 5.** Chapel of the Würzburg Residence. Vaults extrados.

### 3. AMBIENT VIBRATION TESTS AND OPERATIONAL MODAL ANALYSIS METHOD

The dynamic characterization of the Chapel of the Würzburg Residence has been performed by means of ambient vibration tests. These tests were carried out between 14 and 17 of July 2014, with the aim of identifying the natural frequencies, mode shapes and damping ratios of the vaults.

#### 3.1 Initial Finite Element Model

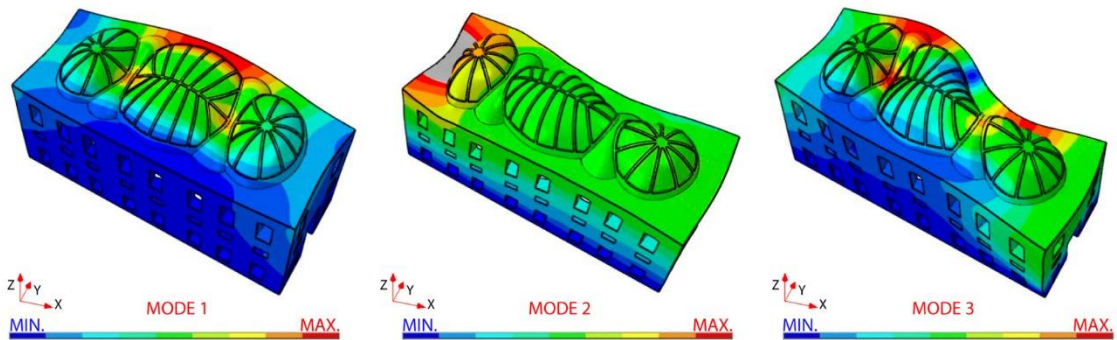
The application of the Operational Modal Analysis usually requires the creation of an initial model (Fig. 6) in order to estimate the natural frequencies and mode shapes and thus determine adequate positions of the

accelerometers [7]. This initial FE model was built using Abaqus/CAE 6.13 Software [15]. The model consists mainly of two components, namely walls and vaults, modelled using solid elements. The final model comprises 1,606,908 elements, 329,472 nodes and 988,416 degrees of freedom. Material properties were initially estimated from bibliography [13, 16]. For brick masonry of the vaults, the adopted properties were: density, 1980 kg/m<sup>3</sup>; Young's Modulus, 1100 MPa; Poisson's ratio, 0.2. Similarly, the following values were considered for the stone masonry: density, 2100 kg/m<sup>3</sup>; Young's Modulus, 2200 MPa; Poisson's ratio, 0.2. Furthermore, the weight of the roof over the vaults was taken into account in the FE model, as well as the connections between the chapel and the rest of the Residence Building, by means of spring elements.



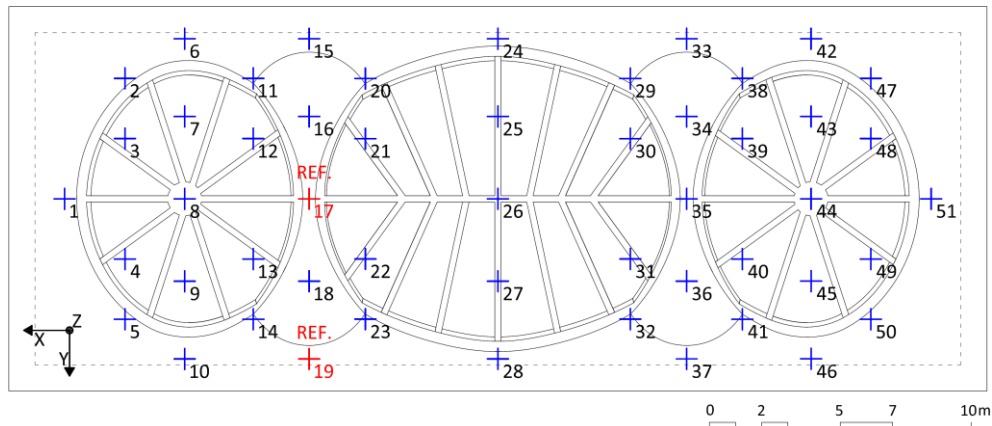
**Figure 6.** Initial FE model.

Based on the largest modal displacements obtained from this initial model, the appropriate position for the reference accelerometers is set. Fig. 7 illustrates the first three vibration modes together with their corresponding natural frequencies.



**Figure 7.** Initial FE model. Modal displacements of the first three vibration modes ( $f_1=2.59$ ,  $f_2=3.04$  and  $f_3=4.15$  Hz).

Following the results obtained from the initial model, Figure 8 shows a schematic representation of the sensors arrangement. The set-up consists of a total of 51 measuring points, which is a rather dense mesh. It is also noted that, due to the boundary conditions imposed by its integration into a large complex, the structure is not symmetrical. All of the measuring points were set in the three principal directions, in order to capture the global vibration modes in the longitudinal, lateral and vertical direction of the vaults. Since only eight accelerometers were available for the testing process and two of them (placed at points 17-19, Fig.8) were kept fixed for reference, a series of twenty-five set-ups were necessary to cover all measuring points. In each one of these set-ups, accelerations were recorded with a sampling rate of 100 Hz and a sampling time of 12 min. These assumptions ensure that natural frequencies in the range from 1 to 50 Hz could be properly recorded.



**Figure 8.** Accelerometer locations and directions (plan view of the chapel). Ref. accelerometers in red.

### 3.2 Ambient Vibration Tests

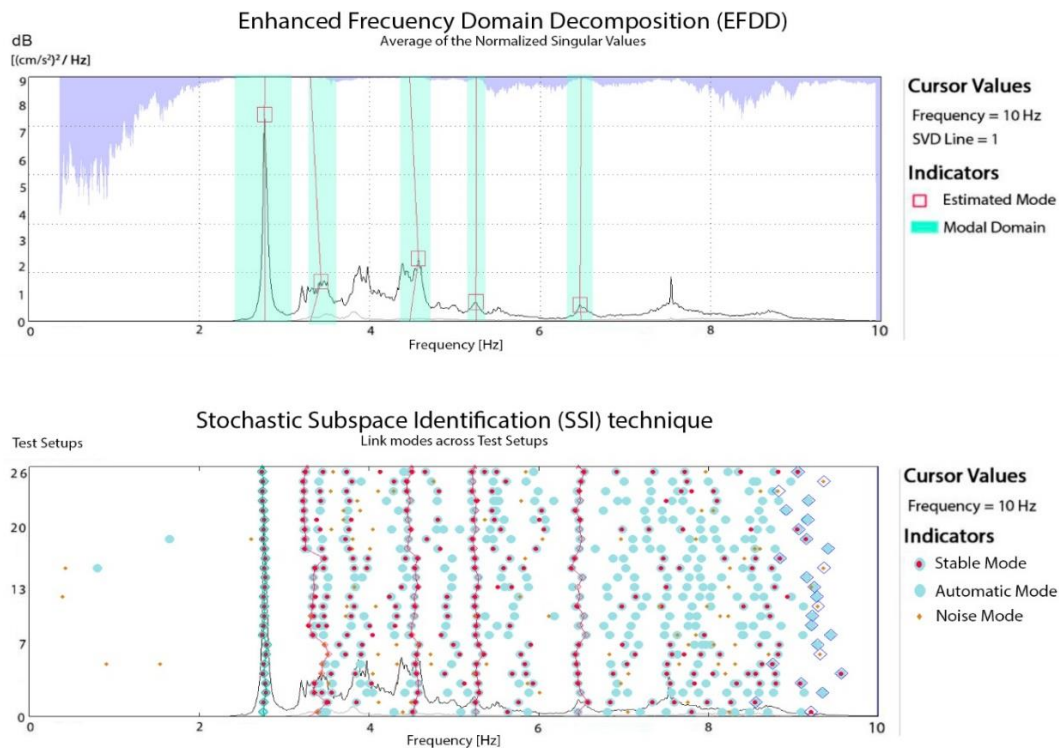
Excitations during ambient vibration tests were associated with environmental loads. The equipment used for these tests was composed by eight uniaxial force balance accelerometers with a bandwidth ranging from 0.01 to 200 Hz, a dynamic range of 140 dB, a sensitivity of 10 V/g and 0.35 kg of weight (model ES-U2). These accelerometers were connected via eight 40m long cables to a twelve-channel data acquisition system with a 24-bit ADC, provided with anti-alias filters (model GRANITE). The equipment is manufactured by the company KINEMATRICS (Fig. 9).



**Figure 9.** Measurement equipment.

### 3.3 Operational Modal Analysis

In situ obtained data were processed using two different identification methods: one of them in frequency domain, the Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) technique [17]; and the other in the time domain, the Stochastic Subspace Identification (SSI) method [18]. Both methods are implemented in the software Artemis [19] (Fig. 10).



**Figure 10.** Ambient tests set up (EFDD and SSI).

In this way, modal frequencies, damping ratios and mode shapes were determined by applying both methods and were later correlated using the Modal Assurance Criterion (MAC) [20] between the EFDD

and SSI results in order to assess the accuracy of the obtained. Data processing results are presented in Table 1.

$$MAC_{j,k} = \frac{(\varphi_j^T \cdot \varphi_k)^2}{(\varphi_j^T \cdot \varphi_j) \cdot (\varphi_k^T \cdot \varphi_k)} \quad (1)$$

where  $\varphi_k$  and  $\varphi_j$  are the two modes to be compared and T denotes the transpose

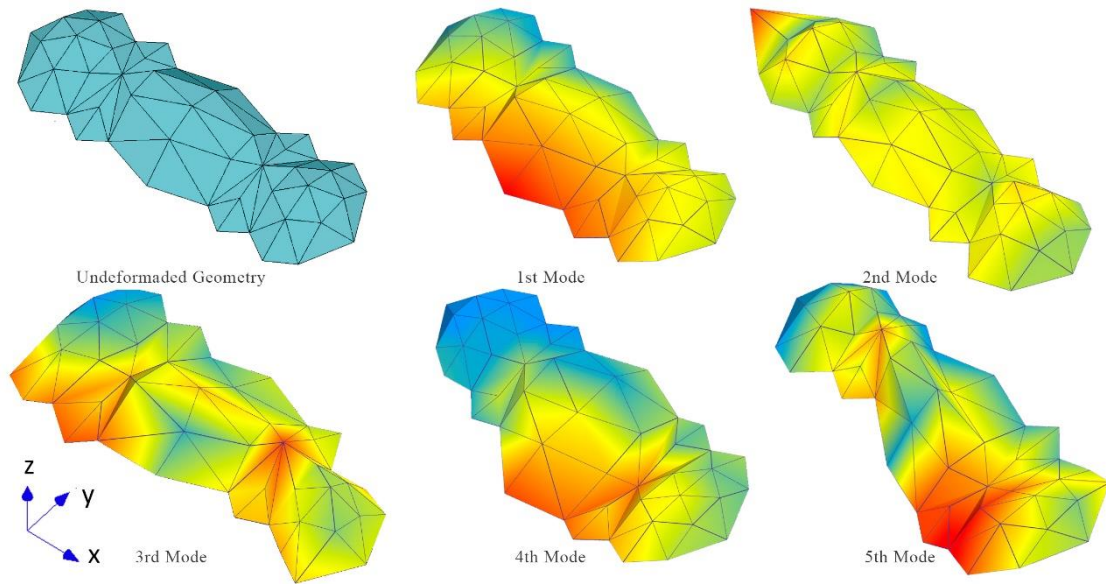
**Table 1.** Results OMA: natural frequencies (f), damping ratios ( $\xi$ ) and standard deviation (Std).

	SSI				EFDD				MAC
	f (Hz)	Std. f	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	f (Hz)	Std. f	$\xi$ (%)	Std. $\xi$	
<b>Mode 1</b>	2.77	0.01	1.12	0.40	2.77 (0,0%)	0.01	0.89 (26%)	0.28	0.99
<b>Mode 2</b>	3.28	0.05	1.50	0.68	3.30 (0,6%)	0.37	0.92 (63%)	1.24	0.87
<b>Mode 3</b>	4.52	0.05	2.36	0.66	4.46 (1,4%)	0.20	1.79 (32%)	0.91	0.88
<b>Mode 4</b>	5.26	0.03	1.24	0.48	5.25 (0,2%)	0.02	0.88 (61%)	0.28	0.90
<b>Mode 5</b>	6.48	0.04	2.04	0.95	6.48 (0,0%)	0.03	1.11 (84%)	0.46	0.82

The percentage within parenthesis indicates the relative difference between SSI and EFDD results, adopting the results of the SSI method as reference.

As Table 1 shows, the ambient vibration tests allowed to accurately identify the first five vibration modes in a frequency range up to 10 Hz. The frequencies were identified with relative differences lower than 1.5%, taking the results of the SSI method as reference. The results for the damping ratio show as higher variability (up to 84%), with average modal damping ratios of the building being 1.65% and 1.18% for SSI and EFDD techniques, respectively. This result is not surprising and higher excitation seems to be required in order to obtain reliable measures of damping, which is not needed for static structural analyses, as done later in this paper. With respect to mode shapes, MAC values were always higher than 0.80, which indicate a good correlation between both methods. The second mode shows a longitudinal translation mode, while the other modes correspond to bending modes of the vaults (Fig.11).





**Figure 11.** Mode shapes associated with the experimental results (SSI).

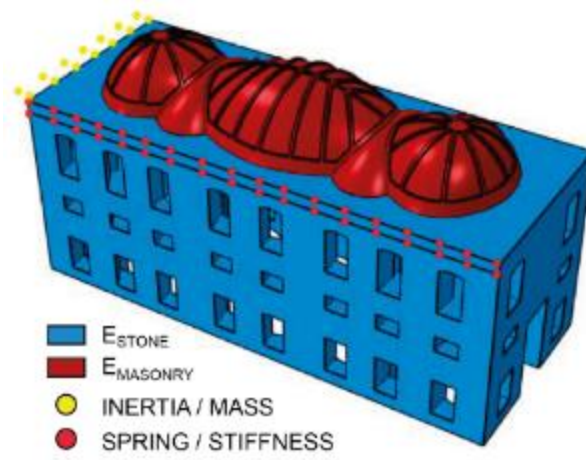
#### 4. MODEL UPDATING

Standard FE models of historical buildings usually include uncertainties because of parameters such as unknown material properties, poorly known boundary conditions, existing damage, complex internal composition of structural elements and modelling approximations. Therefore, calibrating the model with the aid of experimental information becomes necessary in order to appropriately model the actual structural behaviour. For our purposes, results obtained from ambient vibration tests will be used to update and improve the initial FE model.

In this case, the FE model updating based on the obtained experimental dynamic properties of The Chapel was performed by means of iterative methods [21, 22]; that is, model updating arises from changes applied on some well-defined structural physical parameters selected by the users. For this purpose, a sensitive study was carried out in order to identify the physical parameters of the structure that have a stronger influence on its dynamic behaviour. These parameters were the Young's modulus of the masonry brick ( $E_b$ ) and the stone ( $E_s$ ), the springs stiffness that simulate the connection with the palace ( $S_p$ ) and the inertial mass associated to the rest of the building ( $I_p$ ) (Fig. 12). The selection of these last two parameters was essential to perform the calibration process. It is important to remember that the Chapel modeled is included within a larger complex, whose influence on the modal behaviour of the chapel has to be considered. The



selection of more parameters would unnecessarily complicate the physical interpretation of the updating process.



**Figure 12.** Finite element model and group of material / element types considered.

Given the high quality of the experimentally detected first four vibration modes, they have been chosen to carry out the updating process. Only natural frequencies values were selected, due to the lower reliability of the identified mode shapes in comparison with the measured natural frequencies. Therefore, considering four identified natural frequencies, four residual components were adjusted and minimised during model updating. The updating process has been performed through the implementation of an optimization algorithm (genetic algorithms) in Matlab software [23], according to the following fitness value  $l(\theta)$ :

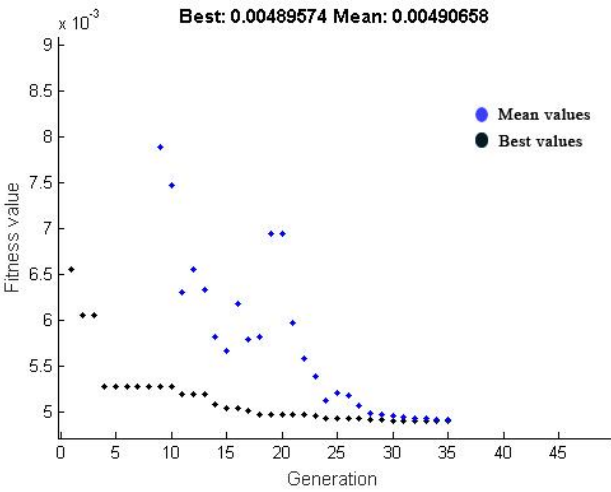
$$l(\theta) = \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^m w_j \cdot [z_{NUM,j}(\theta) - z_{EXP,j}]^2 = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^m w_j \cdot r_j(\theta)^2 \quad (2)$$

where:

$z_{NUM,j}(\theta)$  are the frequencies obtained from the numerical model, which are related to the physical parameters of the model,  $\theta$  (elastic moduli of masonry brick and stone, springs stiffness and inertial mass), which are the object of the adjustment. The variables  $z_{EXP,j}$  represent the same frequencies obtained from experimental data, specifically, the values obtained from the EFDD method. The differences between the experimental and numerical parameters are denoted as residues,  $r_j(\theta)$ . A weight variable  $w_j$  could be established for each residue to take into account the different reliability of the identified modal parameters.

In our case,  $w_j = 1$  ( $j=1-4$ ) is adopted.

Figure 13 illustrates the summary of the updating process and shows its importance for obtaining reliable models that replicate the actual response of the structures. Based on the properties of the initial finite element model, and establishing a range of values for each updating parameter (Table 2), the calibration process started. Such calibration process terminated when the difference between the mean value (blue points, Fig. 13) and the best value (black points, Fig. 13) was less than  $1 \times 10^{-4}$ . Table 2 shows the considered lower and upper bounds for the updating parameters and their corresponding initial and updated values. As it can be seen, updated values differ up to 30% with respect to values defined in the initial model.



**Figure 13.** Genetic algorithm. Fitness value  $l(\theta)$  versus Generation. Blue point: Mean values of the objective function of all the population of the corresponding generation. Black point: Best values result of an individual of the population.

**Table 2.** Summary of the results of the FE model updating process: parameters.

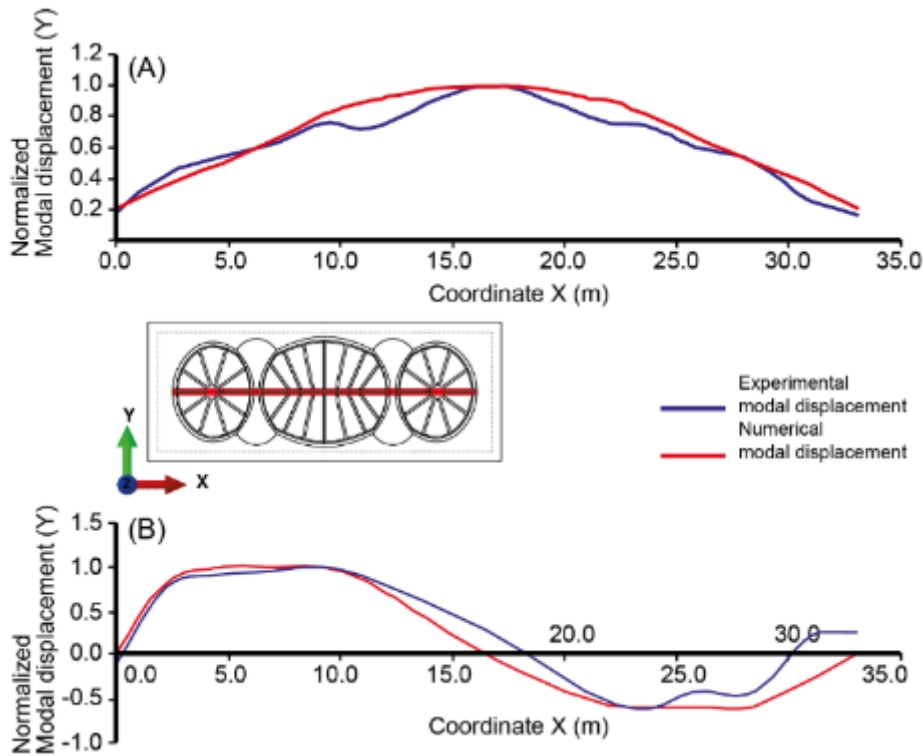
Updating Parameter	Initial Value	Optimizing interval of values		Updated Value
		Lower bound	Upper bound	
$E_b$ (MPa)	1100	700	2000	<b>921</b>
$E_s$ (MPa)	2200	1500	3500	<b>2710</b>
$S_p$ (kN/m)	9000	6000	12000	<b>10800</b>
$I_p$ (kg)	4000	2000	6000	<b>4680</b>

Table 3 and Fig. 14 summarize the results following the updating process and confirm the high correspondence of the results between the calibrated model and those obtained from ambient vibration tests. Table 3 shows that the updated frequencies are close to the experimental ones, differing less than 2 % while exhibiting MAC values trial range from 0.88 (mode 4) to 0.99 (mode 1) for the four considered vibration modes.

**Table 3.** Comparison of frequencies (Hz) experimentally ( $f_{\text{EFDD}}$ ) and analytically ( $f_{\text{FEM}}$ ) obtained.

Modes	$f_{\text{EFDD}}$ (Hz)	$f$ (Initial FEM) (Hz)	$f$ (FEM UPDATED) (Hz)	MAC Value (EFDD-FEM UPDATED)
Mode 1	2.77	2.59 (6.5%)	2.79 (0.71 %)	0.99
Mode 2	3.30	3.04 (7.9%)	3.29 (0.30%)	0.96
Mode 3	4.46	4.15 (6.9%)	4.43 (0.67%)	0.93
Mode 4	5.25	4.65 (11.4%)	5.15 (1.90%)	0.88

The percentage within parenthesis indicates the relative error taking as reference the results of the EFDD method.



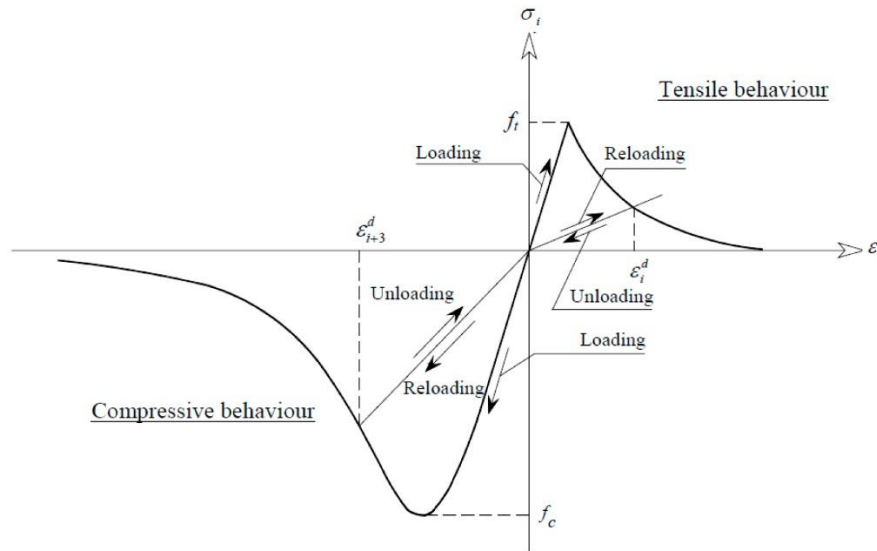
**Figure 14.** Example of correlation between the numerical and experimental vibration modes. (A) Updated versus experimental first mode; (B) Updated versus experimental third mode.

## 5. NON-LINEAR STRUCTURAL ANALYSIS

### 5.1 Constitutive law for masonry and load case

Once the numerical model has been calibrated, it will be further used to assess the structural safety of such a singular building. To this end, structural materials are modelled using non-linear constitutive models. The model is characterised by its linear behaviour in the elastic regime and elastic plastic damageable behaviour in the nonlinear range, taking into account the difference of compressive and tensile behaviour.

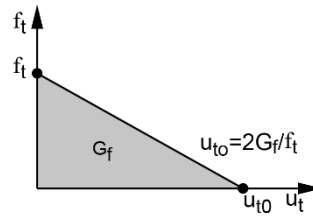
The model assumes that a combined damage-plasticity model, as shown in Fig. 15, characterizes the uniaxial tensile and compressive responses of the material. Under uniaxial compression, stress–strain relationship is linear until the value of the maximum stress in compression,  $f_c$ , is reached. Then, the response is assumed to follow a strain softening regime. Under uniaxial tension, the stress–strain response is also linear elastic up to the value of the maximum stress,  $f_t$ , corresponding to the onset of micro-cracking in the material. After reaching the value of failure stress, the formation of micro-cracks is represented with a softening stress–strain relationship.



**Figure 15.** Model response to uniaxial loading in tension and compression.

On the other hand, the post-failure behaviour for direct straining is modelled with tension softening, which allows to define the strain softening behaviour for cracked masonry. In this case, the tension softening is specified by applying a fracture energy cracking criterion. Hillerborg defines the energy required to open a unit area of crack,  $G_f$ , as a material parameter, using quasi-brittle fracture concepts [24]. With this approach the material's quasi-brittle behaviour is characterized by a stress-displacement response rather than a stress-

strain response. Under tension, a specimen will crack across some sections. After it has been pulled apart sufficiently for most of the stress to be removed (so that the undamaged elastic strain is small), its length will be determined primarily by the opening at the crack. The fracture energy,  $G_f$ , can be specified directly as a material property; in this case, the failure stress,  $f_t$ , is defined. This model assumes a linear loss of strength after cracking, as shown in Figure 16. Details about the extension of the above introduced damage model to three-dimensional multiaxial conditions and the definition of failure surfaces can be found in [24, 25]. Table 4 shows the material properties adopted for our subsequent self-weight analysis.



**Figure 16.** Post-failure stress in tension. Fracture energy curve.

**Table 4.** Material properties adopted in the analysis.

Material	Density (kg/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$\nu$	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$G_f$ (N/m <sup>2</sup> /m)
Brick masonry	1980	921	0.20	1.00	0.10	18
Stone masonry	2100	2710	0.20	2.80	0.28	18

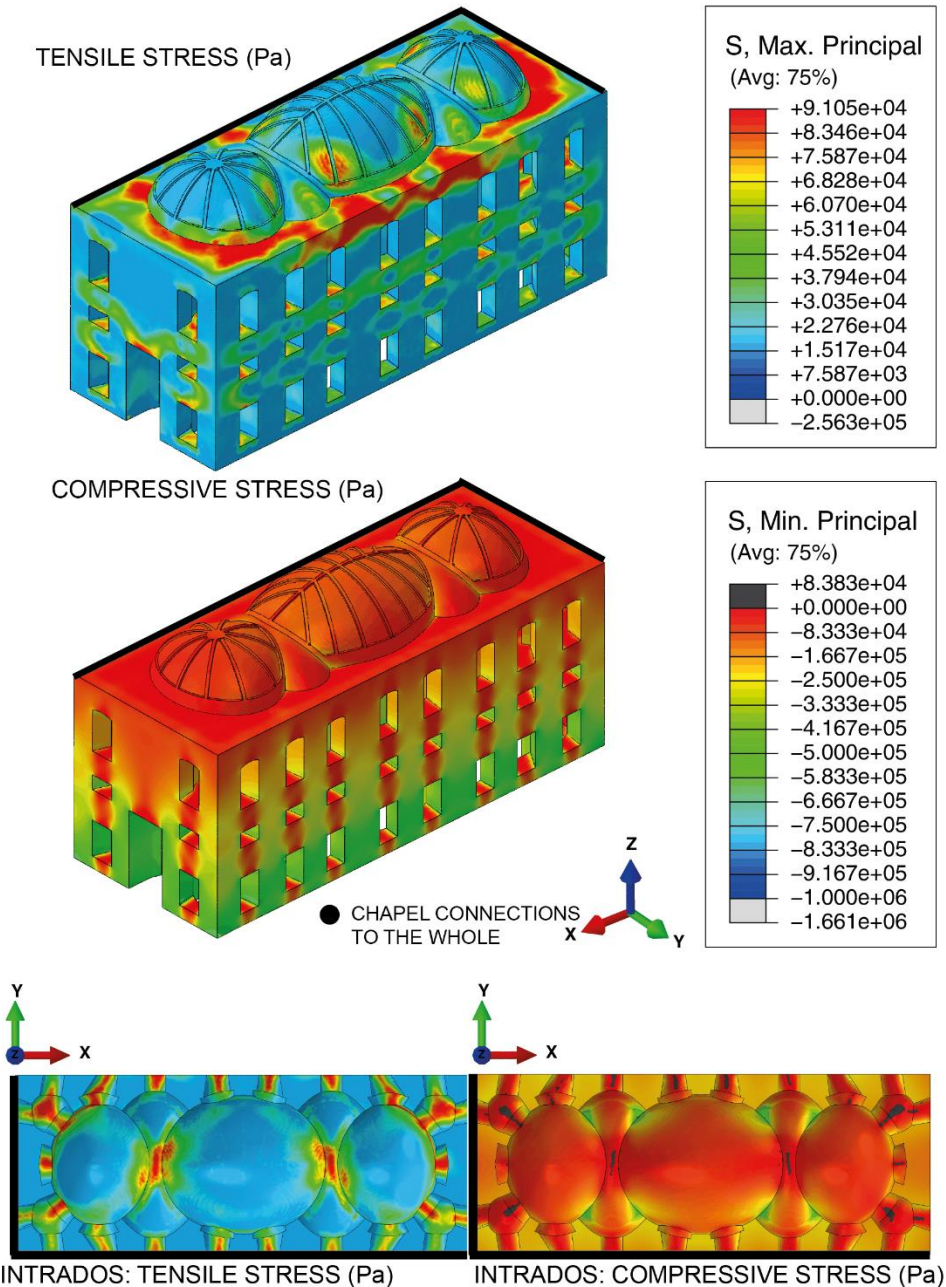
Only vertical loads will be next considered in order to assess structural safety. For our purposes, two different analyses are carried out: the first one considers the self-weight of the structure to examine the building. In its current state, no relevant cracks are observed in the structure, which should be replicated in this analysis. The second one considers the increase of these vertical loads by means of a gravity factor, which is increased until reaching the collapse of the structure, in order to obtain the safety factor of the structure to vertical loads. The structural analysis was carried out using Abaqus/CAE 6.13 Software [15].

## 5.2 Analysis of results

### 5.2.1 Service condition

For the first self-weight analysis, the total weight of the chapel is around 63,700 kN. The average compressive stress obtained at the base is 0.5 MPa and the maximum compressive stress is about 1.0 MPa

at the bottom southwest corner of the building. With regard to compressive stresses, materials would remain in the elastic range considering that the maximum stresses at the base of the chapel are around 34 % of the compressive strength. However, there are some areas where the maximum tensile stresses are close to reaching 0.09 MPa (Fig. 17), which is the value of the failure stress in tension. These values are located in very specific areas of the upper surface of the domes and the openings of the outer walls. Although the safety factor is low, these results confirm the absence of cracks in the Chapel of the Würzburg Residence.

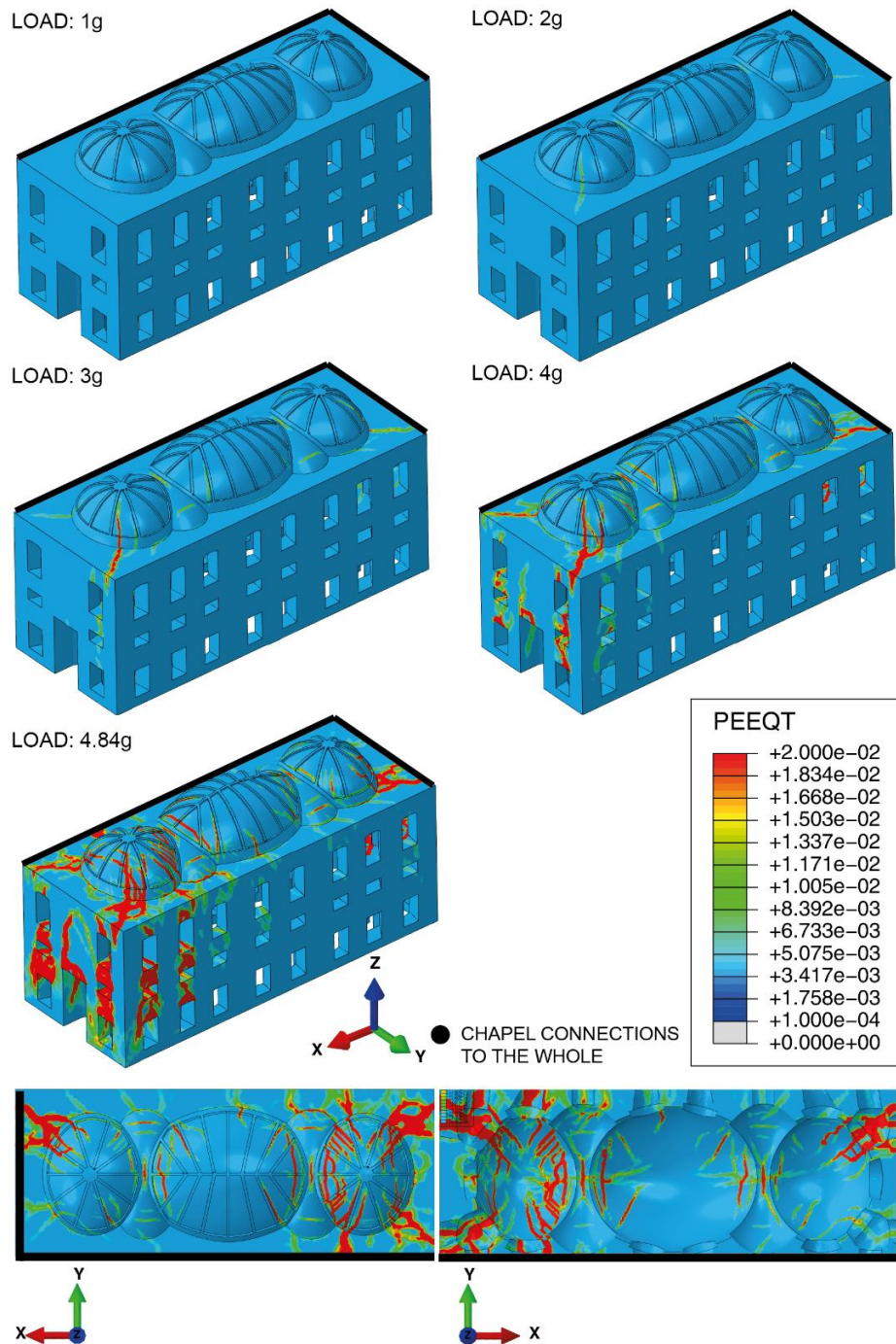


**Figure 17.** Principal stresses (expressed in Pa). Self-weight.

## 5.2.2 Structural safety assessment



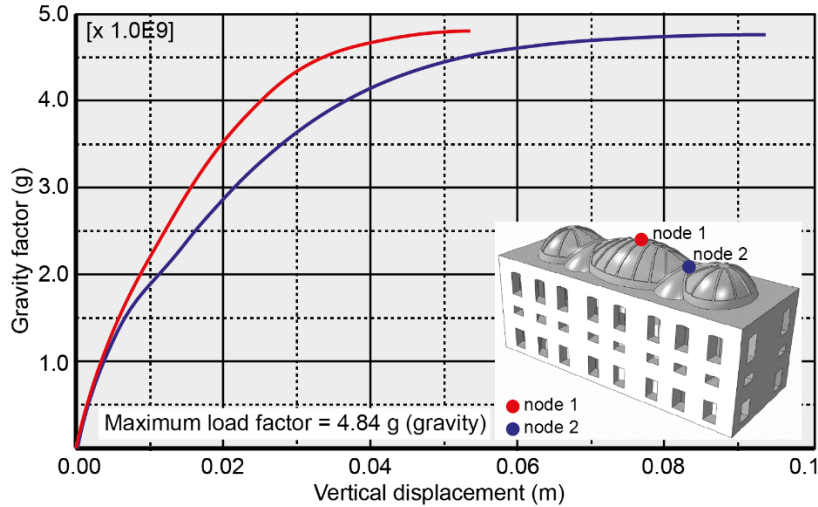
Once validated the FE model, a non-linear analysis was performed increasing the gravity factor until the collapse of the structure. The maximum gravity multiplier factor obtained was 4.84. Fig. 18 shows the evolution of the cracks until the collapse of the structure (4.84 g). The structural behaviour predicted comes from the superposition of two main factors. The first one is caused by the horizontal action of the vaults, while the second one is due to the deformation of the walls at the southwest corner of the chapel. The crack pattern due to vaults horizontal action becomes symmetrical and visible for a gravity factor of 2 g. There are cracks that are located at the top of the transversal vaults and follow the Y direction (Fig.18). Cracks on main lateral vaults can also be observed (Fig. 18. Load: 2 g). The beginning of the cracking effects caused by the deformation that the south-west corner experiments maybe observed for a gravity factor of 3.7 g and its evolution is very fast, with an important increase of the cracking state at the closest vault to this corner (Fig. 18. Load: 4.84 g).



**Figure 18.** Crack pattern at different steps: 1 g, 2 g, 3 g, 4 g and 4.84 g.

Therefore, the structure collapse would be caused by the low tensile capability of the masonry. Compressive levels are low both on vaults and walls. Their values are about 1.5 to 2.8 MPa, which are lower than the considered limiting value. The maximum compressive stresses are located in the closest areas to the vaults intersections. Finally, the structural safety of the building is verified against an additional vertical load whose value does not exceed 3.84 times the weight of the structure. Fig. 19 shows the structural response

of two representative points of the vaults by means of their load-displacement curves. It should be noted that the non-linear response starts with a load factor really close to the unity.



**Figure 19.** Non - linear-analysis. Capacity curves.

## 6. CONCLUSIONS

The aim of this research is to estimate the structural safety factor of the vaults of the Chapel of the Residence of Würzburg (Germany). This chapel presents singularities and a level of geometrical complexity that make it unique. The vaults are made of a thin brick masonry (only one 30cm thick layer) and have been generated by intersecting a series of oval in plant vaults. Their geometrical complexity is mainly due to the warped intersections among the main vaults and the secondary ones, generated as the result of intersecting two cylinders with different diameters. These intersections were built demonstrating a high technical ability in the development of brick masonry vaults.

The use of advanced techniques of structural analysis has been essential to study this construction and to accurately assess its structural behaviour and its structural safety factor. In particular, Operational Modal Analysis has been used to experimentally determine The Chapel modal properties from ambient vibration tests, in order to calibrate the FE model using genetic algorithms. The resulting updated FE model has been subsequently used to perform a non-linear analysis to estimate the ultimate load-carrying capacity of the structure. Five natural frequencies and their associated vibration modes have been successfully identified, with MAC values ranging between 0.82 and 0.99 for the EFDD and SSI results (see Table 1).

Thanks to the identified natural frequencies, the FEM could be updated using four updating parameters, two of them being material properties and the two others defined with the aim of including the connection with the rest of the palace. The adjustment was carried out using in the FE model of The Chapel the effect of genetic algorithms as optimization technique. The dynamic response of the numerical model has been successfully adjusted to the experimental results, with the frequency differences below 2% for the first four vibration modes and obtaining MAC values between 0.88 and 0.99 (see table 3).

The updated FE model was then first used to analyze the structural behavior of The Chapel under self-weight service conditions, confirming –as expected- that the vaults have an adequate structural response. The current structural state does not present evident cracks, as predicted by the non-linear FE model.

Subsequently, the FE model was employed to estimate the collapse load of the structure: as the load 1g is increased until 2g, 3g, etc., it can be observed how the two transversal vaults are the weakest elements, presenting greater stress concentrations, mainly due to their geometrical configuration, with a lower rise to span ratio of about 0.35 compared with the rest of the vaults, with a ratio of about 0.50. In this way, tensile stresses are observed at the keystone and the base of the vaults. Furthermore, there are compressive stresses concentrations along the intersections between the vaults, due to their geometrical configuration which implies greater stiffness.

On the other hand, after analysing the results obtained for the ultimate load (load: 4,84g), the weakness of the façade walls can be clearly identified as the main cause of collapse. Because of their slenderness (between 7 and 11), their large void to surface ratio (about 50%) and their great thickness variability, at collapse there are disconnections of the wall at lintel level of all the windows of the south-west corner. This disconnections imply that the wall structural behaviour is more similar to that found in separated pilasters. This behaviour of the façade walls cause the greatest level of cracking on the vaults.

Last but not least, the stress distribution does not follow the typical pattern for vaulted constructions, due mainly to both complexity of the vaults and the flexibility of the walls. This confirms that using advanced techniques based on non-destructive testing techniques and finite element modelling is necessary to properly assess the actual structural behaviour of complex historical constructions.

## Acknowledgements

- Thanks to the Bavarian Palace Department, especially to Dr.-Ing. Alexander Wiesneth for the support and the availability during the ambient vibration tests that were carried out.
- Special thanks to the Institute of Building Design and Construction of the University of Stuttgart and particularly to Professor Matthias Rottner. This work would not have been possible without their support.
- This work has been financially supported by Research Project P12-TEP-2068, “Tratamiento y Recuperación del Patrimonio Edificado. La Inyección como Método de Consolidación de Estructuras de Fábrica”, funded by the Regional Government of Andalusia, Spain.

## References

- [1] Víctor Compán, Margarita Cámara, Francisco González de Canales. The Geometric Principles of Warped Rib Vaults in Central European Baroque Architecture from Guarini to the Dientzenhofer Family and Balthasar Neumann. Nexus Network Journal 2015; 17:183-206.
- [2] Atamturktur S. & Laman J. Finite Element Model Correlation and Calibration of Historic Masonry Monuments. Structural Design of Tall and Special Building 2012; 21(2): 96-113.
- [3] Ramos, J.L. Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures. 2007. PhD Thesis. University of Minho.
- [4] Wijesundara K., Negulescu C. & Foerster E. Estimation of Modal Properties of Low-Rise Buildings Using Ambient Excitation Measurements. Shock and Vibration 2015; Article ID 173450, 18 pages.
- [5] Aguilar F., Marques R., Sovero K., et al. Investigations on the Structural Behaviour of Archaeological Heritage in Peru: From Survey to Seismic Assessment. Engineering Structures 2015; 95: 94-111.
- [6] Gentile C. & Saisi A. Operational modal testing of historic structures at different levels of excitation. Construction and Building Materials 2013; 48: 1273-85
- [7] Ramos L.F., Aguilar R., Lourenço PB. & Moreira S. Dynamic Structural Health Monitoring of Saint Torcato Church. Mechanical Systems and Signal Processing. 2013; 35: 1-15.
- [8] Calık I., Bayraktar A., Turker T. & Karadeniz H. Structural Dynamic Identification of a Damaged and Restored Masonry Vault Using Ambient Vibrations. Measurement 2015; 55: 462-472.
- [9] Atamturktur, Sezer, Luke Bornn, François Hemez, and Sezer Atamturktur. 2011. “Vibration Characteristics of Vaulted Masonry Monuments Undergoing Differential Support Settlement.” Engineering Structures 33 (9). Elsevier Ltd: 2472-84. doi:10.1016/j.engstruct.2011.04.020.
- [10] Norberg-Schulz, C. Kilian Ignaz Dientzenhofer y el barroco bohemio. Oikos Taus 1993; 84- 0809-9.
- [11] Wiesneth, Alexander . “Gewölbekonstruktionen Balthasar Neumanns”. Berlin: Deutscher Kunstverlag, 2011. ISBN: 978-3-422-07030-1.

425 [12] Hansmann, W. Balthasar Neumann. Dumont 2003; 3-8321-7167-3.

426 [13] Compán, V. Comportamiento estructural de las geometrías arquitectónicas del barroco centroeuropeo. PhD Thesis, University  
427 of Seville; 2010.

428 [14] Milada Vilímková, Johannes Brucker. 1989. Dientzenhofer. Eine bayerische Baumeisterfamilie in der Barockzeit. Rosenheimer  
429 Verlagshaus. ISBN: 3-475-52610-7.

430 [15] Users manuals. Dassault Systemes, SIMULIA, ABAQUS v.6.13-3; 2015.

431 [16] Augenti N., Parisi F. & Acconcia E. MADA: online experimental database for mechanical modelling of existing masonry  
432 assemblages. In Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon (Portugal); 24-28 September 2012.

433 [17] Brincker R., Ventura C. & Andersen P. Damping estimation by frequency domain decomposition, in: 19th International Seminar  
434 on Modal Analysis, IMAC, Kissimmee, USA; 2001.

435 [18] Overschee P. & De Moor B. Subspace identification for linear systems: theory, implementation, applications. London: Kluwer  
436 Academic Publishers; 1996.

437 [19] SVS. ARTEMIS Extractor 2010 release 5.0. <http://www.svibs.com>; 2010.

438 [20] Peeters B. System identification and damage detection in civil engineering structures. PhD thesis. Belgium: Katholieke  
439 Universiteit Leuven; 2000.

440 [21] Teughels A. Inverse Modelling of Civil Engineering Structures Based on Operational Modal Data. Ph. D. Thesis, Katholieke  
441 Universiteit Leuven; 2003.

442 [22] Friswell M. & Mottershead J. Finite Element Model Updating in Structural Dynamics. Kluwer Academic Publishers; 1995.

443 [23] User's Manual. MathWorks, MATLAB R2008a; 2008.

444 [24] Hillerborg A., Modeer M. & Petersson P. E. Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of. Fracture  
445 Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research 1976; 6: 773-782.

446 [25] Lubliner J., Oliver J., Oller S. & Oñate E. A PlasticDamage Model for Concrete. International Journal of Solids and Structures  
447 1989; 25: 299-329.







